

Revista **ALCONPAT**

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

Número Completo - DOI: <http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i1>
revistaalconpat@gmail.com



eISSN: 2007-6835

Volumen 1

Enero – Abril 2011

Número 1



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

<http://www.revistas-conacyt.unam.mx/alconpat/index.php/RA>





CONTENIDO

Página

- M. Guzmán, N. Maldonado, G. Castro, D. Buss:** Evaluación de un sistema de refuerzo estructural para un edificio: Un caso de estudio. 1
- S. Goñi, A. Guerrero, A. Macías, M.P. Lorenzo:** Materias primas alternativas para la fabricación de cementos más ecoeficientes de baja energía 16
- P. Montes-García, V. Jimenez-Quero, T. Caballero-Aquino:** Corrosión en presas de ferrocemento 29
- J. E. de Aguiar, R. Quintana, V. Marques:** Recuperação das estruturas de chaminés de concreto em áreas industriais sem interromper a produção. 39
- L. Ramírez, M. Sánchez, A. Perozo:** Plan integral de mantenimiento preventivo en las instalaciones del museo arte contemporaneo-maczul. 50
- P. Helene:** Análise da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas com vistas à revisão da segurança estrutural. 64



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**



Estou registrando com orgulho e satisfação o nascimento da tão desejada Revista da ALCONPAT Internacional que tem a missão de difundir os melhores artigos tecno-científicos dos pesquisadores e profissionais da nossa comunidade Ibero Americana, sem deixar de prestigiar artigos de qualidade provenientes de outras regiões.

Nos últimos 20 anos a ALCONPAT cresceu e consolidou-se como uma das fortes associações científicas de Latino America, congregando um número expressivo de formadores de opinião sobre qualidade, patologia e reabilitação de estruturas, obras e construções civis e militares.

A ALCONPAT, fundada em 1991, em Córdoba na Argentina, por visionários membros oriundos do *Curso de Estudios Mayores de La Construcción del Instituto Eduardo Torroja*, turma de 1985, é hoje uma instituição reconhecida de defesa e valorização da boa prática da engenharia e da arquitetura nas construções em geral.

Além de forte representatividade em praticamente todos os países Ibero Americanos, possui ALCONPATs Nacionais devidamente legalizadas em Argentina, Brasil, Guatemala, México, Paraguay, Uruguay, Venezuela e outros países ora em andamento.

A ALCONPAT, através de seus memoráveis congressos internacionais denominados CONPATs, realizados nos anos ímpares, também tem se caracterizado por ser um fórum agregador do setor onde todos os segmentos produtivos, públicos, acadêmicos e educacionais têm espaço para dar sua crítica e contribuição.

Manter esse prestígio e essa liderança tem exigido um crescimento permanente de atividades que, por sua vez, vêm demandando maior número de membros voluntários no “staff” da Associação.

Uma associação mais ativa implica em maior mobilização dos membros participativos e conseqüentemente requer maior profissionalismo nas ações gerenciais e administrativas.

Ciente dessas responsabilidades e preservando o futuro da ALCONPAT Internacional foi estabelecida, em 2010, a sede permanente no México, assim como tomaram posse o Editor Chefe (Dr. Pedro Castro) e o Editor Executivo (Dr. José Manuel Mendoza) desta Revista científica.

Além dessas conquistas importantes, os membros diretores e participativos buscam uma modernização com auto-sustentação financeira da Associação que deve ser iniciada ainda este ano com o estabelecimento de cotas sociais.

Passo estratégico já foi dado nessa direção viabilizando o registro oficial de ALCONPAT Internacional em México que passa a ser uma “empresa”, melhor dito uma Entidade, sem fins lucrativos sujeita às regras comerciais do México e que pode passar a receber contribuições e doações financeiras e em espécie.

A desejada modernização das vias de relacionamento dos membros com a Associação está dando passos largos com o novo “site”, http://www.mda.cinvestav.mx/alconpat_internacional/, postado em 2010, que vai viabilizar o controle “on line” de resumos e artigos, inscrição em eventos, debates tipo fórum, aquisição de publicações e pagamento de anuidades.

É saudável constatar que a ALCONPAT Internacional defende a difusão do correto saber, e essa busca da excelência tem sido o histórico dessa Associação que vem registrando várias parcerias com Entidades Nacionais tradicionais e consagradas, porém sem abrir mão de sua independência e personalidade própria.

Resumindo, a ALCONPAT Internacional tem um plano de desenvolvimento moderno e realístico, aprovado em Assembléia, que conta com o apoio do meio produtivo e da academia em todos os 10 importantes países onde já foram realizados os congressos internacionais CONPAT.

Suas atividades têm foco e atendem à sua nobre missão de contribuir para o desenvolvimento da construção em geral, com uma visão ampla, de bases científicas, sistêmica e sustentável.

Vamos em frente...



paulo.helene@poli.usp.br

Editorial inaugural del Editor en Jefe

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

<http://www.revistaalconpat.org>



Fue en CONPAT 2003 en Telchac, México, cuando se planteó por primera vez la necesidad real de contar con un mecanismo de divulgación de nuestra ALCONPAT y del valioso acervo que constituyen los trabajos presentados en cada una de sus ediciones. Una revista seria, académica y original, que enfocase sus esfuerzos a temas originales cultivados desde hace más de 20 años en nuestra Asociación sería el objetivo a trabajar desde aquel entonces. Desde aquella época se empezó a gestar todo un proceso que hoy ve su primer fruto, es decir, su primer número. Nuestra revista será siempre electrónica y desde luego el material podrá descargarse en el formato universal conocido de las revistas impresas. Estará a la vanguardia de la tecnología de cada momento y competirá en buena lid en cuanto a innovación, difusión, impacto y relevancia con las demás revistas del orbe. El objetivo de la Revista ALCONPAT (RA) será 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. La revista cuenta con un portal que irá aportando interesantes productos y estadísticas que marcarán una tendencia y serán en un futuro cercano una fuente de información seria, al alcance de nuestros agremiados y del público en general. La RA tendrá de momento tres números al año y se publicará inicialmente en Español o Portugués. El próximo año esperamos iniciar la versión en Inglés e ir poco a poco construyendo el contenido de las pestañas que sugerimos en el portal. Cada número constará de al menos 6 trabajos en los que mantendremos una representatividad de los temas de la revista y uno de éstos será desde luego un artículo especial invitado ya sea de revisión o de investigación de punta.

En este primer número tenemos tres casos de estudio interesantes provenientes de Argentina, Brasil y México, correspondientes a reforzamiento, inspección y recuperación de un edificio, presas y chimeneas

respectivamente. A la par, tenemos un excelente trabajo de España sobre materias primas alternativas para fabricación de cementos ecoeficientes y otro de Venezuela relacionado con una idea original para el mantenimiento preventivo de un museo. En esta ocasión, el comité ha invitado al Presidente de ALCONPAT Internacional, Dr. Paulo Helene, a presentar un artículo de su autoría que hace una revisión interesante sobre los criterios para aceptar la resistencia a la compresión del concreto en los edificios. A todos los autores de esta primera edición les extiendo, en nombre del Consejo Editorial, una cordial felicitación por su entusiasta participación en este primer número y por la confianza depositada en la RA.

Toda revista requiere un intenso esfuerzo, por lo que el trabajo de su equipo inicial es digno de mencionarse, especialmente el del Editor Ejecutivo (José Manuel Mendoza) y el de nuestro responsable del portal (Juan Mancera). El papel de Co-editora en Jefe de Patricia Martínez, que hizo un gran esfuerzo en este período con respecto a la selección inicial de los mejores trabajos de CONPAT 2009 y por lo tanto candidatos a publicación en la RA.

La RA tiene también un grupo fundador de siete Editores Asociados que permanecerán dos años en sus puestos y que gozan de un elevado prestigio académico y son representantes importantes de las áreas de cultivo de la RA. Ellos son de Argentina (Raúl Husni), Brasil (Paulo Helene), Chile (Mauricio López), España (Manuel Fernández Cánovas), México (Iván Escalante García), Portugal (Fernando Branco) y Venezuela (Oladis Troconis).

Para finalizar, el Consejo Editorial agradece de manera particular al Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del IPN-Unidad Mérida por su invaluable apoyo con la plataforma para sostener el sitio web de la RA.

En lo personal, estaré a sus órdenes para que juntos alcancemos poco a poco la excelencia que deseamos para la revista.

Por el Consejo Editorial

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Pedro Castro Borges', written over a circular stamp or seal.

Pedro Castro Borges
Editor en Jefe



Revista ALCONPAT

www.revistaalconpat.org

eISSN 2007-6835



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

Evaluación de un sistema de refuerzo estructural para un edificio: Un caso de estudio

M. Guzmán^{1,2}, N. Maldonado^{1,2}, G. Castro¹, D. Buss^{1,2}

¹Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Mendoza, Coronel Rodríguez 273 Ciudad Mendoza Argentina, CP 5500.

²CeReDeTeC (Centro Regional de Desarrollos Tecnológicos para la Construcción, Sismología e Ingeniería Sísmica) Coronel Rodríguez 273 Ciudad Mendoza Argentina, CP 5500.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i1.2>

Artículo recibido el 1 de Junio de 2010, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 01 de Septiembre de 2010. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2011

RESUMEN

La problemática de las edificaciones existentes y cuya construcción data con anterioridad a la década de los '70 es una realidad de la cual, inexorablemente, no se puede desestimar debido a la peligrosidad que esto implica por la imprevisión en los diseños sismorresistentes.

Toda la Provincia de Mendoza, Argentina, está ubicada en una región de elevado nivel de peligro sísmico. El Gran Mendoza ha experimentado intensidades sísmicas iguales o superiores a VI M.M. por lo menos once veces en los últimos 200 años. El caso de estudio corresponde a un edificio existente ubicado en el microcentro de la ciudad de Mendoza. El mismo fue construido en la década de los '50 y dada la necesidad de su refuncionalización, se encomendó el estudio para evaluar el estado de conservación así como también la adecuación al código sismorresistente actualmente vigente en la jurisdicción de competencia. El estudio permitió establecer la necesidad de plantear un sistema integral de refuerzo estructural debido no sólo al estado de fisuración de los muros de mampostería presentes y/o al incompleto encadenamiento, sino también a la escasez de planos sismorresistentes necesarios para satisfacer la eventual demanda impuesta por el terremoto de diseño. Se tuvo en cuenta el capítulo 8 del Código de Construcciones Sismorresistentes para la Provincia de Mendoza de 1987, donde se establecen las pautas a seguir sobre las construcciones existentes que son motivo de reformas. En la propuesta de recuperación estructural se consideró el uso de pórticos metálicos arriostrados excéntricamente, los cuales presentan importantes bondades frente a otros tipos de sistemas estructurales, tales como un bajo costo de inversión, rapidez en las tareas de rehabilitación y mano de obra no especializada.

Palabras clave: peligrosidad sísmica; refuerzo estructural; diseño estructural; pórticos metálicos.

ABSTRACT

The problematic of buildings constructed before the decade of the '70 must not be overlooked due to the latent risks from the lack of foresight regarding the earthquake resistant construction designs. The Province of Mendoza, Argentina, is located in a region of the highest level of seismic risk. The Great Mendoza has undergone seismic intensities of VI M.M and above at least eleven times in the last 200 years. This case study corresponds to an existing building in downtown of Mendoza, Argentina and built in the decade of the '50. Due to the need of its rehabilitation, this study was entrusted to evaluate the state of conservation as well to adequate it to the seismic code in force. The study established the need to include an integral system of structural reinforcement in view of the the cracking of masonry walls, the incomplete tie-reinforcement and in order to satisfy the demand imposed by the earthquake design. Chapter 8 of the 1987 Code of Earthquake Resistant Constructions for the Province of Mendoza was considered for the reforms on existing buildings. The use of steel frame braced eccentrically was considered in the proposal of structural rehabilitation, which presents advantages compared to other types of structural systems, such as a low cost, speed and unskilled workmanship.

Key words: seismic hazard, structural reinforcement, structural design, metal frames

© 2011 Alconpat Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 1, Enero – Abril 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: 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 Enero 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.

Autor de contacto: Noemí Maldonado (ngm@frm.utn.edu.ar)

1. INTRODUCCION

La Provincia de Mendoza, Argentina, tiene el núcleo urbano expuesto al mayor riesgo sísmico del país, en la zona denominada Gran Mendoza (INPRES, 1986). Esta situación ha generado un importante trabajo de actualización de los códigos de construcciones sismorresistentes. Respecto a las construcciones existentes sobre las que se pretende ampliar, reformar y/o refuncionalizar, el Código de Construcciones Sismorresistentes para la Provincia de Mendoza del año 1987 (Consejo Profesional de Ingenieros, 1994) esboza los criterios a aplicar.

En el caso particular del edificio en estudio, el mismo fue construido antes de la entrada en vigencia del primer Código de Construcciones Antisísmicas para la Provincia de Mendoza del año 1970 (Gobierno de Mendoza, 1970), lo cual implicó la necesidad de evaluar el grado de vulnerabilidad al que se encontraría expuesto ante una eventual demanda sísmica. De esta evaluación surgen las medidas correctivas necesarias a los efectos de conseguir, refuerzo estructural mediante, reestablecer niveles de seguridad acorde a lo establecido en el código actual.

2. METODOLOGIA DE TRABAJO

En primer lugar se procede a la búsqueda y recopilación de toda información que pudiere establecer: fecha de construcción, calidad y tipo de materiales, detalles generales y particulares de los elementos estructurales, etc. Posteriormente se lleva a cabo un relevamiento técnico de la construcción, determinando dimensiones, estado de conservación, tipo de materiales y sistema sismorresistente prevaleciente. El relevamiento se apoya en sondeos ejecutados en diversos sectores y sobre distintos elementos. Por último en gabinete con la información recabada y con las necesidades de refuncionalización expuestas por el comitente (reformas, uso o destino pretendido) se procede a la evaluación de las condiciones actuales de la construcción y de la necesidad de medidas correctivas, proponiendo, de ser necesario el sistema de refuerzo más conveniente.

3. DESCRIPCION DEL EDIFICIO

3.1 Información general

No se encontró documentación que permitiera establecer información acerca del edificio. Sólo se pudo considerar a través del aspecto arquitectónico, que la construcción data aproximadamente de la década de los '50. Figura 1.



Figura 1. Fachada del edificio

3.2 Relevamiento

El edificio presenta dos niveles, de dimensiones 7.60x17.30m medidas en planta, con una altura total de aproximadamente 8.00m. Los cerramientos exteriores están constituidos por muros de ladrillo cerámico macizo (ladrillón) de espesor 0.28m. Se observa en estos muros que en algunos casos carecen de encadenado completo debido a la ausencia en uno de sus bordes del encadenado vertical (columna). Asimismo se observa el mal estado de conservación de algunas columnas producto de un avanzado proceso de corrosión del acero. Figura 2.



Figura 2. Falta de columna de borde – Estado de conservación de columnas de borde

El entrepiso está constituido por losas de hormigón armado de 0.13m de espesor, apoyando a la mitad de su ancho en una viga de hormigón armado. Dicha viga a su vez descansa sobre cuatro columnas de hormigón armado. Figura 3



Figura 3. Losas, vigas y columnas de hormigón armado de planta baja

La cubierta de planta alta está constituida por correas de pinotea sobre la que descansan cañas, y sobre estas una capa de barro y nylon con funciones de barrera térmica e hidráulica. A la mitad de su luz las correas apoyan sobre una viga metálica constituida por dos perfiles C de 200mm de altura unidos entre si. Esta viga metálica se apoya sobre dos columnas de hormigón armado ubicadas en el interior de la planta alta. Figura 4.



Figura 4. Columnas de hormigón armado de planta alta - Elementos de cubierta de planta alta

En lo que respecta al sistema sismorresistente de planta baja, el mismo está constituido por muros exteriores vinculados entre sí a través de un diafragma rígido (losas). A la menor dimensión de la planta (ancho) se la denomina dirección x-x, mientras que a la mayor dimensión (largo) dirección y-y. En la dirección x-x se encuentran dos muros ubicados en los extremos opuestos sobre el perímetro de la construcción. Estos muros presentan un encadenamiento completo, pero se observa en uno de ellos una marcada fisuración diagonal que podría deberse a la acción de esfuerzos horizontales. En la dirección y-y, y sobre uno de los lados de la construcción se encuentra un muro de mampostería con encadenamiento completo. Figura 5

El sistema de fundación de los muros está constituido por una base corrida de hormigón ciclópeo de 0.40m de ancho con una cota de fundación de -0.80m. Las columnas ubicadas en el interior de la construcción presentan bases aisladas de 0.90x0.90m con una cota de fundación de -1.10m. Figura 6.



Figura 5. Muro fisurado



Figura 6. Fundación de columna

4. DIAGNÓSTICO DE LA OBRA PRIMITIVA

4.1 Evaluación en gabinete

A partir de los datos aportados por el relevamiento en lo que se refiere a la época de la construcción, a su estado general de conservación, a la calidad de los materiales utilizados y a la presencia de planos estructurales sismorresistentes, se permite inferir lo siguiente:

- Los elementos considerados estructuralmente sismorresistentes dada su cantidad como calidad no alcanzan a ser suficientes como para satisfacer la demanda impuesta por el terremoto de diseño establecido en el CCSR/87 (Consejo Profesional de Ingenieros, 1994) actualmente en vigencia. Además se carece de un sistema completo de resistencia torsional.
- La seguridad actual de la obra primitiva, capítulo 8 del CCSR/87 (Consejo Profesional de Ingenieros, 1994), se estima como S4 es decir seguridad insuficiente.
- Se debe evaluar a partir de las dimensiones de losas, vigas y columnas, así como también de la sección y calidad del acero, y resistencia del hormigón utilizado, la real capacidad de estos elementos frente a la acción de cargas gravitatorias.
- Se debe llevar a cabo un estudio geotécnico del suelo a fin de obtener parámetros que permitan verificar las fundaciones existentes así como también diseñar el sistema de fundación del refuerzo propuesto.

Por lo señalado se concluye en que se deben adoptar medidas correctivas a fin de reestablecer la seguridad del edificio de acuerdo a las exigencias del CCSR/87 (Consejo Profesional de Ingenieros, 1994), teniendo presente los cambios de destinos o usos de la construcción propuestos por el comitente.

5. PROGRAMA DE REFUERZO ESTRUCTURAL

5.1 Introducción

En base al diagnóstico realizado, surge la necesidad de ejecutar sobre el edificio un programa integral de refuerzo estructural capaz de restablecer la seguridad, y de garantizar niveles de desempeño que se ajusten a los distintos estados límites (operacional-rango elástico, próximo al colapso-rango plástico).

5.2 Tipología estructural adoptada

Surge la necesidad de adoptar un sistema de refuerzo estructural tal que satisfaga distintos aspectos tales como:

- Comportamiento Estructural: rigidez, resistencia y ductilidad
- Economía del Sistema: costo del sistema de reforzamiento vs. Costo del inmueble
- Materialización: materiales del mercado local y mano de obra no especializada

De la evaluación de los aspectos mencionados, se concluye en adoptar como refuerzo estructural a un sistema compuesto por Pórticos de acero sismorresistentes arriostrados excéntricamente. De acuerdo a las investigaciones abordadas principalmente por Popov (Popov et al., 1989) y posteriores ensayos experimentales, indicaron que en estas estructuras se presentan ventajas excelentes en cuanto a capacidad de disipar energía mediante deformaciones plásticas así como también en una adecuada rigidez lateral para controlar desplazamientos. Estos estudios sirvieron de sustento a la American Institute of Steel Construction (AISC, 2002) base actual del Proyecto de Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte IV (INPRES-CIRSOC, 2000). El citado reglamento asigna a esta tipología estructural un factor de ductilidad $\mu = 6$, destacando entonces su gran capacidad de disipación de energía, que para el caso de diseñar al enlace del sistema como del tipo corto la plastificación del mismo está controlada por los esfuerzos de corte que se presenten

en éste. Esta elevada ductilidad hace que la demanda sísmica, en comparación con otros sistemas, sea menor, dada la posibilidad de disipar energía por deformaciones plásticas. Más allá de sus ventajas técnicas, este sistema presenta la ventaja de incorporar una masa sísmica mínima a la estructura, poder ser materializado con elementos que se consiguen en el mercado local, con mano de obra no especializada, con posibilidad de trabajo en seco y fundamentalmente con permitir una transferencia segura de acciones desde la estructura primitiva al sistema de reforzamiento, sin la cual la rehabilitación resultaría ineficiente. Figura 7.

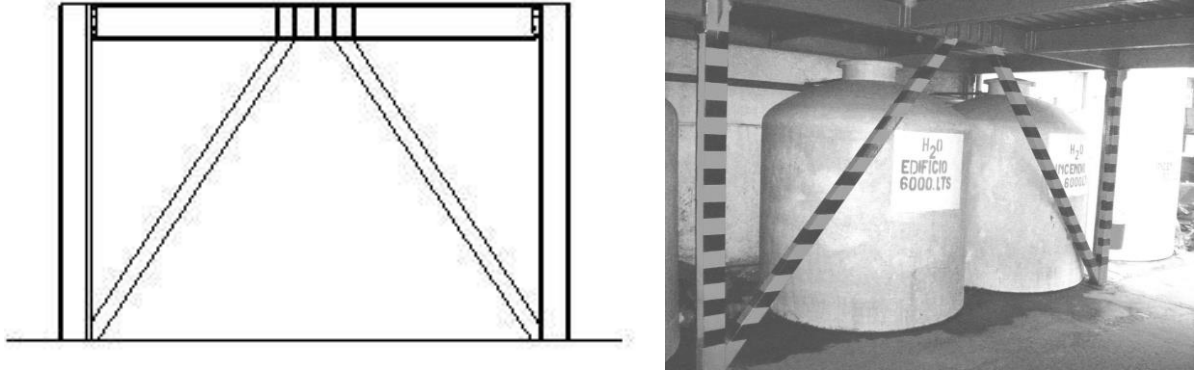


Figura 7: Esquema y ejemplo de la tipología adoptada

5.3 Evaluación del efecto sísmico (según CCSR/87)

El efecto sísmico se evalúa a través de un análisis lineal estático, distribuyendo la acción horizontal (Fórmula 1) en función de la rigidez de cada plano sismo resistente.

La estructura primitiva presenta planos sismorresistentes (muros), pero que podrían resultar de dudoso funcionamiento en virtud de desconocer el grado de anclaje entre encadenados, la calidad de los materiales y la posibilidad de giro de las fundaciones. Ante esto se procede a analizar distintos modelos a fin de valorar la posibilidad o no, de un funcionamiento integral de la estructura sismo resistente existente con el reforzamiento planteado, obteniendo así la envolvente de solicitaciones actuantes sobre los refuerzos.

a) Masa sísmica

Planta Alta = 850kN

Planta Baja = 790kN

Peso Total = $W = 1640\text{kN}$

b) Solicitaciones sísmicas (Método estático)

Coefficiente Sísmico Zonal $\rightarrow C_o = 0.30$ Elevado riesgo sísmico (ciudad de Mza.)

Coefficiente de Destino $\rightarrow \gamma_d = 1.00$ Construcción según su destino: Grupo B

Coefficiente de Vinculación $\rightarrow \gamma_{vi} = 1.00$ Estructura con buena vinculación interna

Coefficiente de Ductilidad $\rightarrow \gamma_{du} = 0.85$ Estructura muy dúctil

Influencia del Terreno $\rightarrow S_{max} = 1.00$ Terreno tipo 2: terrenos medios

Corte Basal $\rightarrow F_X = F_Y = C_o * \gamma_d * \gamma_{vi} * \gamma_{du} * S_{max} * W = 418\text{kN}$ (1)

5.4 Distribución de las solicitaciones sísmicas (distribución por rigidez)

a) Modelo de análisis I

Este modelo incorpora a los planos sismorresistentes formados por los refuerzos y por los muros perimetrales que por sus condiciones (longitud, enmarcado, etc.) se consideran como eventuales planos sismorresistentes. Figura 8.

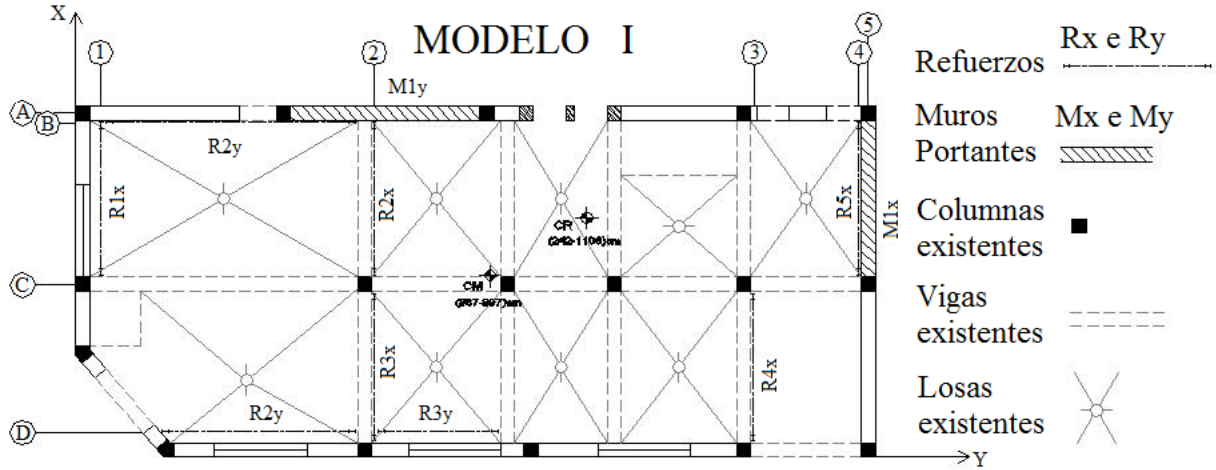


Figura 8. Planta estructura modelo de análisis I

b) Modelo de análisis II

Este modelo incorpora a los planos sismorresistentes formados por los refuerzos y solo por el muro perimetral ubicado sobre el eje y-y, y que por sus condiciones (longitud, enmarcado, etc.) se considera como eventual plano sismorresistente. Figura 9

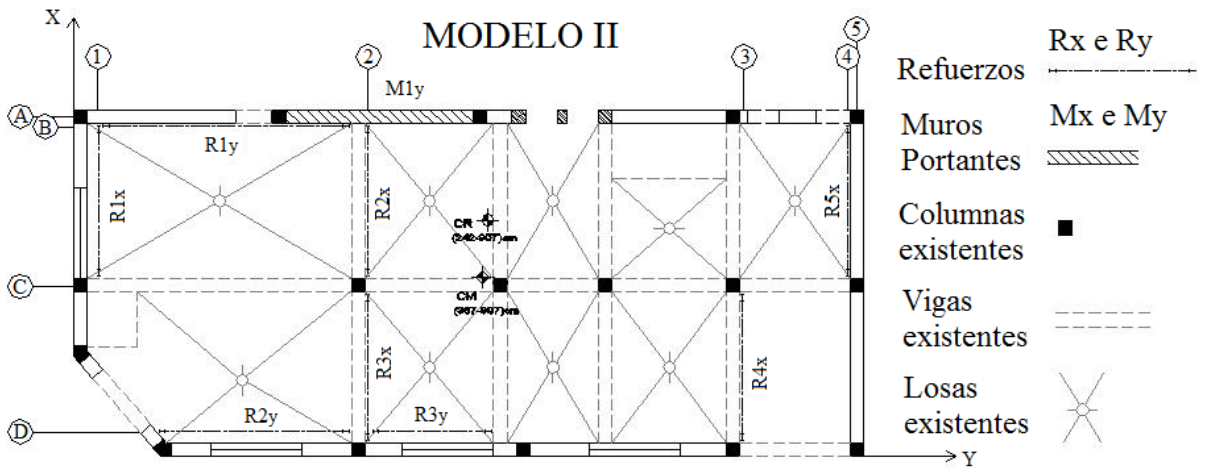


Figura 9. Planta estructura modelo de análisis II

c) Modelo de análisis III

Este modelo incorpora a los planos sismorresistentes formados por los refuerzos y solo por el muro perimetral ubicado sobre el eje x-x que por sus condiciones (longitud, enmarcado, etc.) se considera como eventual plano sismorresistente. Figura 10.

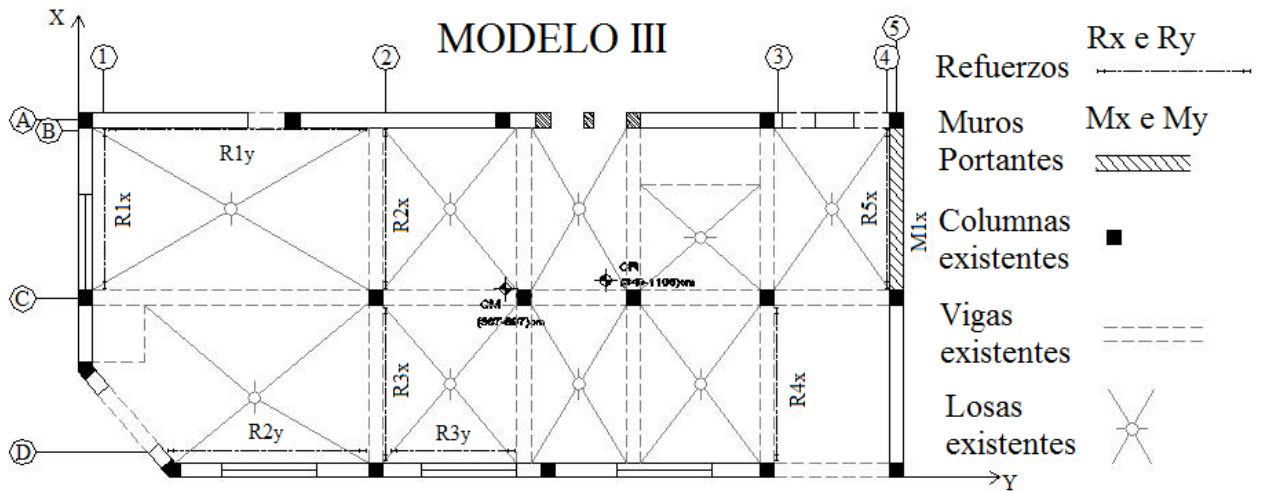


Figura 10. Planta estructura modelo de análisis III

d) Modelo de análisis IV

Este modelo incorpora solo los refuerzos como planos sismorresistentes. Figura 11

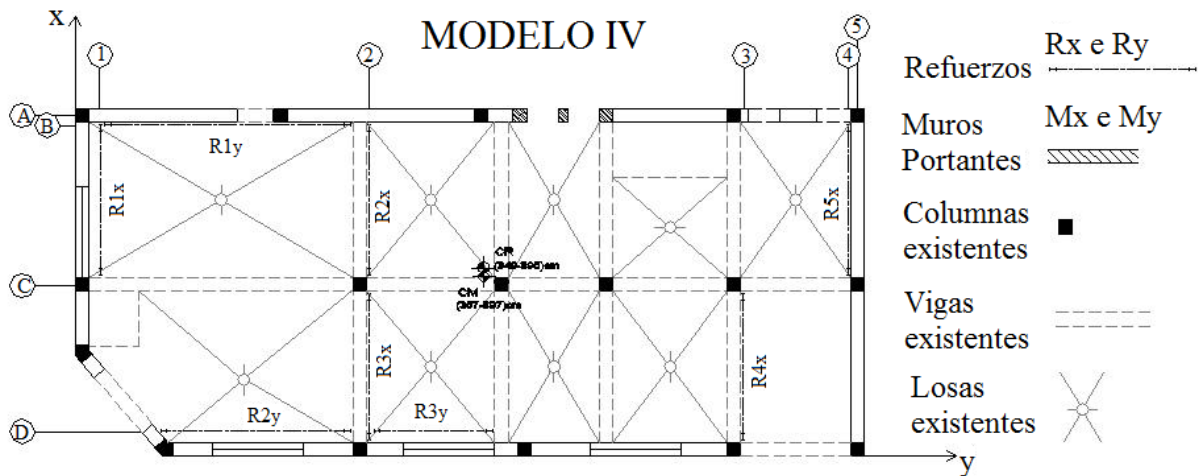


Figura 11. Planta estructura modelo de análisis IV

e) Envoltura de solicitaciones

De las solicitaciones obtenidas sobre cada modelo analizado, se determina una envoltura a ser utilizada para el diseño de los refuerzos estructurales. Tabla 1

Tabla 1. Solicitaciones en cada modelo y envolvente

Elemento	Modelo I	Modelo II	Modelo III	Modelo IV	Envolvente
R1x	134 kN	133 kN	135 kN	136 kN	136 kN
R2x	80 kN	85 kN	81 kN	86 kN	86 kN
R3x	80 kN	85 kN	81 kN	86 kN	86 kN
R4x	72 kN	117 kN	72 kN	112 kN	117 kN
R5x	67 kN	116 kN	67 kN	122 kN	122 kN
M1x	109 kN	-	109 kN	-	-
R1y	152 kN	152 kN	229 kN	230 kN	230 kN
R2y	112 kN	119 kN	145 kN	147 kN	147 kN
R3y	49 kN	51 kN	63 kN	64 kN	64 kN
M1y	134 kN	134 kN	-	-	-

5.5 Diseño del refuerzo estructural

Para el dimensionamiento de cada uno de los refuerzos estructurales, se siguen los lineamientos establecidos en INPRES-CIRSOC 103 Parte IV (INPRES-CIRSOC, 2000) (adaptación de la AISC). Se establece como filosofía de diseño la de permitir la plastificación por corte del elemento de enlace del pórtico para lo cual la condición de diseño es la de adoptar un enlace caracterizado como “corto”. Los esfuerzos de diseño en el enlace son los que provienen de la envolvente de solicitaciones. Cada uno de los otros elementos constituyentes del pórtico se diseñan de modo tal que su comportamiento esté limitado al rango elástico, para lo cual los esfuerzos de diseño provienen a partir de la sobre resistencia al corte del enlace dada por la variabilidad de las tensiones y por el endurecimiento por deformación.

a) Características de los materiales

- Perfil de acero laminado (Bajo normas ASTM A-36)
 - Tensión de fluencia: $f_y = 253\text{MPa}$
 - Tensión de rotura: $f_u = 380\text{MPa}$
 - Variabilidad de tensiones: $R_y = 1.5$
- Platinas, platabandas, etc. (Bajo normas IRAM-IAS U 500-503 F-24)
 - Tensión de fluencia: $f_y = 240\text{MPa}$
 - Tensión de rotura: $f_u = 370\text{MPa}$
- Acero para hormigón armado (ADN 420 – Conformado en Frío)
 - Tensión de fluencia: $f_y = 420\text{MPa}$
- Hormigón (Grupo H-I, Clase de resistencia H -13, de acuerdo a CIRSOC 201, 1982)
 - Resistencia característica: $f'_c = 13\text{ MPa}$
 - Cemento tipo: puzolánico
 - Contenido mínimo: 320 kg/m^3
 - Asentamiento A-2: de 5 a 9.5 cm
 - Relación máx. a/c: 0.50
 - Tamaño máx. agreg. grueso: 25 mm

El hormigón se utiliza solo en las fundaciones de los refuerzos, las cuales han sido consideradas como del tipo pozo romano. Éstas estarán sujetas a eventuales esfuerzos de levantamiento (tiro) y

compresión originados por la carga horizontal. El aporte de capacidad al tiro está dado por el peso propio del pozo más el peso propio de una cierta cuña de suelo circundante a la fundación. La capacidad a compresión estará dada por el área de la base del pozo, dando origen a valores de tensión actuantes en el hormigón, para los cuales una clase de resistencia H-13 resulta suficiente.

b) Esquema de refuerzos adoptados

Los esquemas de los refuerzos adoptados se presentan en las Figuras 12, 13 y 14.

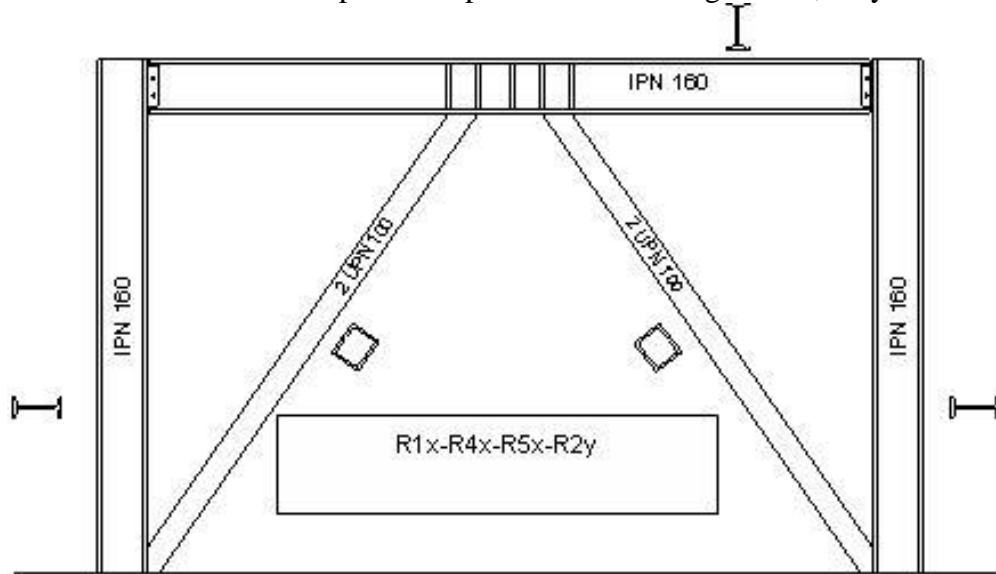


Figura 12. Refuerzo R1x-R4x-R5x-R2y

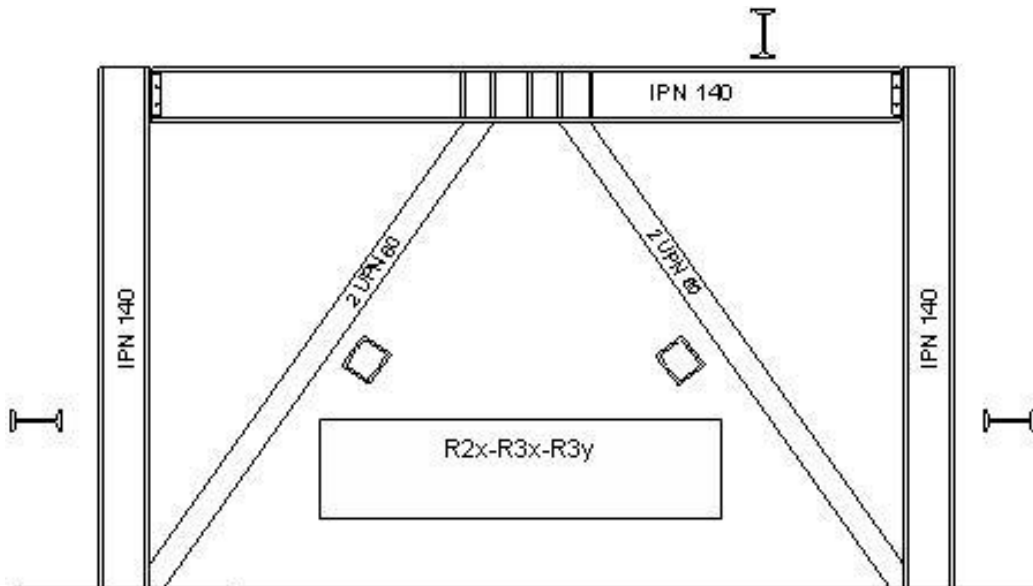


Figura 13. Refuerzo R2x-R3x-R3y

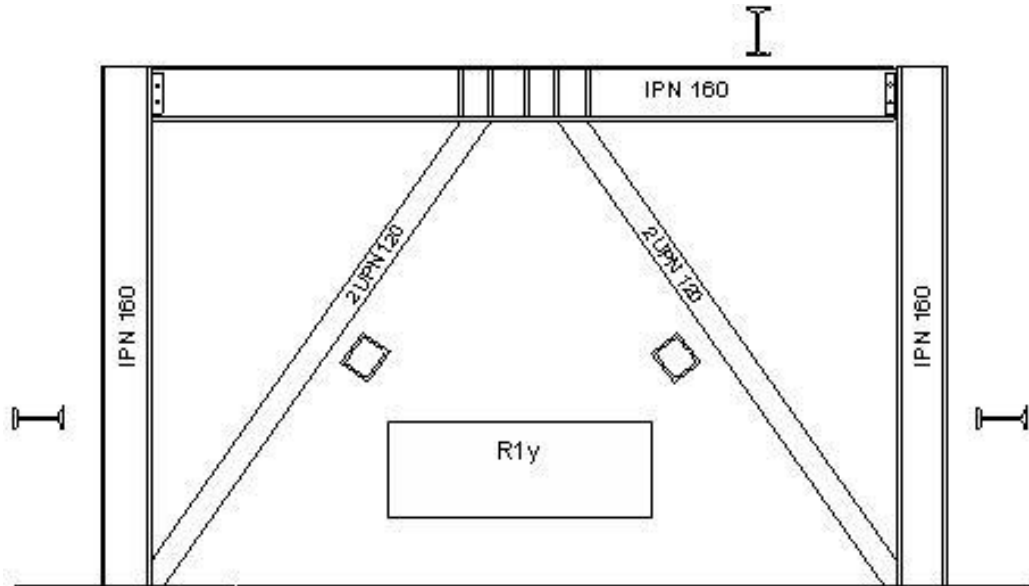


Figura 14. Refuerzo R1y

5.6 Evaluación del desempeño del refuerzo

Sobre cada uno de los refuerzos diseñados, se realiza un análisis estático no-lineal plano incremental (*Pushover*). Se presenta esquemáticamente la gráfica de la curva bilineal Corte Basal vs. Desplazamiento de la cima, correspondiente a los refuerzos. Figura 15.

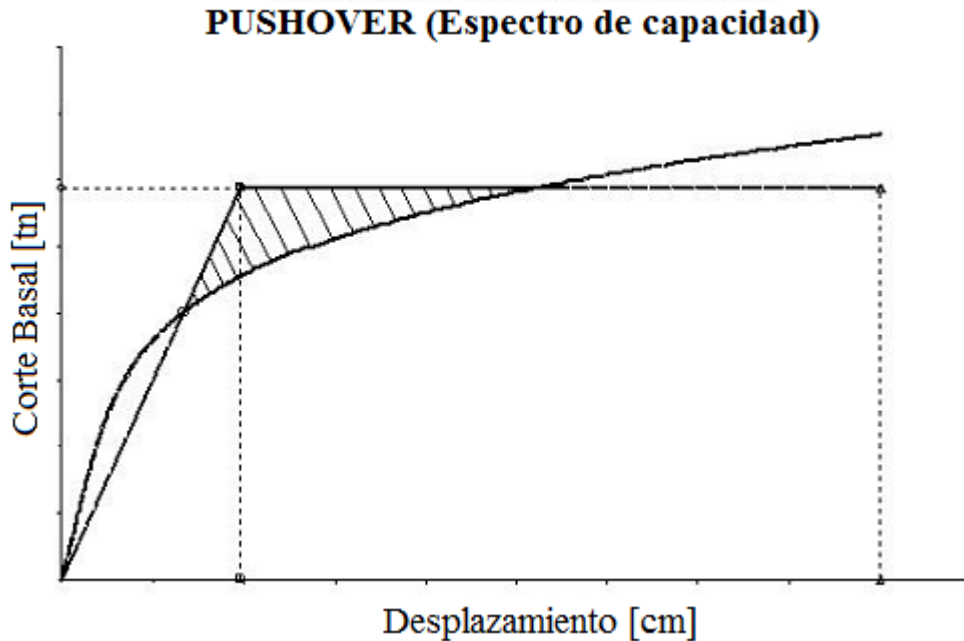


Figura 15. Curva Corte Basal vs. Desplazamiento de la cima

Luego con la capacidad de cada uno de los refuerzos se evalúa la capacidad global de la estructura mediante un análisis estático no-lineal incremental 3D. Resultó entonces ser la capacidad de la estructura en la dirección x-x de: $V_u = 1370$ kN; $D_u = 42$ mm; $\mu_\delta = 4.2$ y la distorsión de piso $\phi = 1.40$ %. Mientras que para la dirección y-y: $V_u = 1110$ kN; $D_u = 45$ mm; $\mu_\delta = 4.5$ y la distorsión de piso $\phi = 1.50$ %. Figura 16

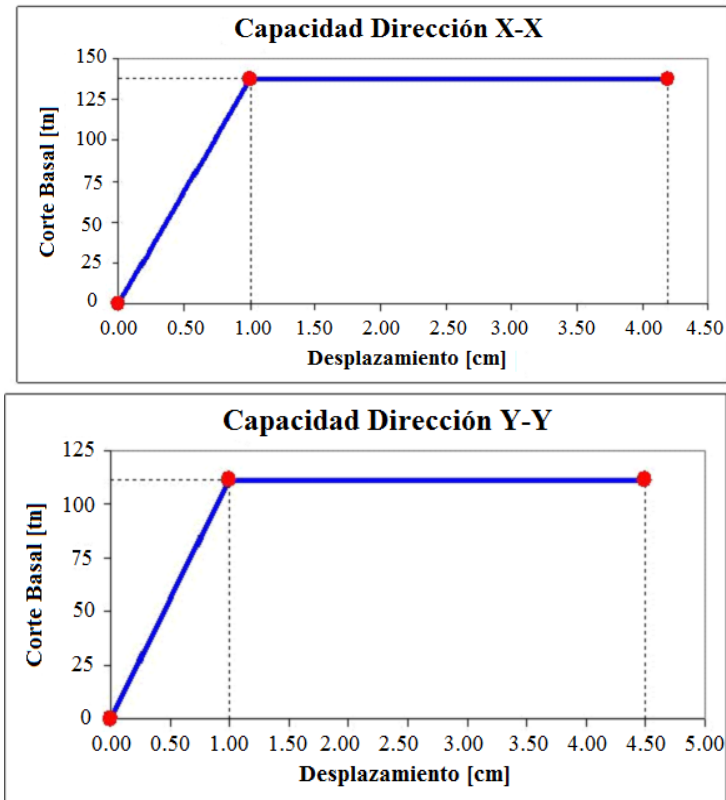


Figura 16. Capacidad Global de la estructura en cada dirección

a) Espectros de Diseño INPRES-CIRSOC 103 - Diagrama de Capacidad (Sae-Sd)

El objetivo del presente análisis es evaluar el desempeño del sistema de refuerzo frente a la demanda impuesta, adoptando como espectro de diseño el establecido en la propuesta del Proyecto de Reglamento Argentino para Construcciones Sismo Resistentes INPRES-CIRSOC 103 Parte I Construcciones en General, para una zona de elevado riesgo sísmico (zona 4) y para un suelo tipo 3. Figura 17.

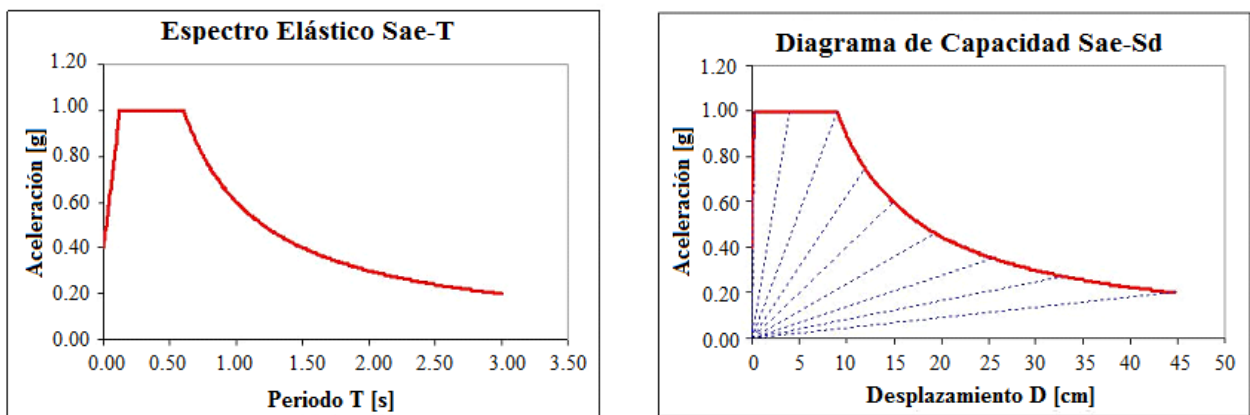


Figura 17. Espectro de Diseño – Diagrama de Capacidad

b) Evaluación de la demanda sobre la estructura en cada dirección

La demanda resultó ser en la dirección x-x de: $S_d = 15.4$ mm; $\mu_s = 1.54$ y $\phi = 0.51$ %, mientras que para la dirección y-y: $S_d = 21.9$ mm; $\mu_s = 2.19$ y $\phi = 0.73$ %. Figura 18 y Figura 19

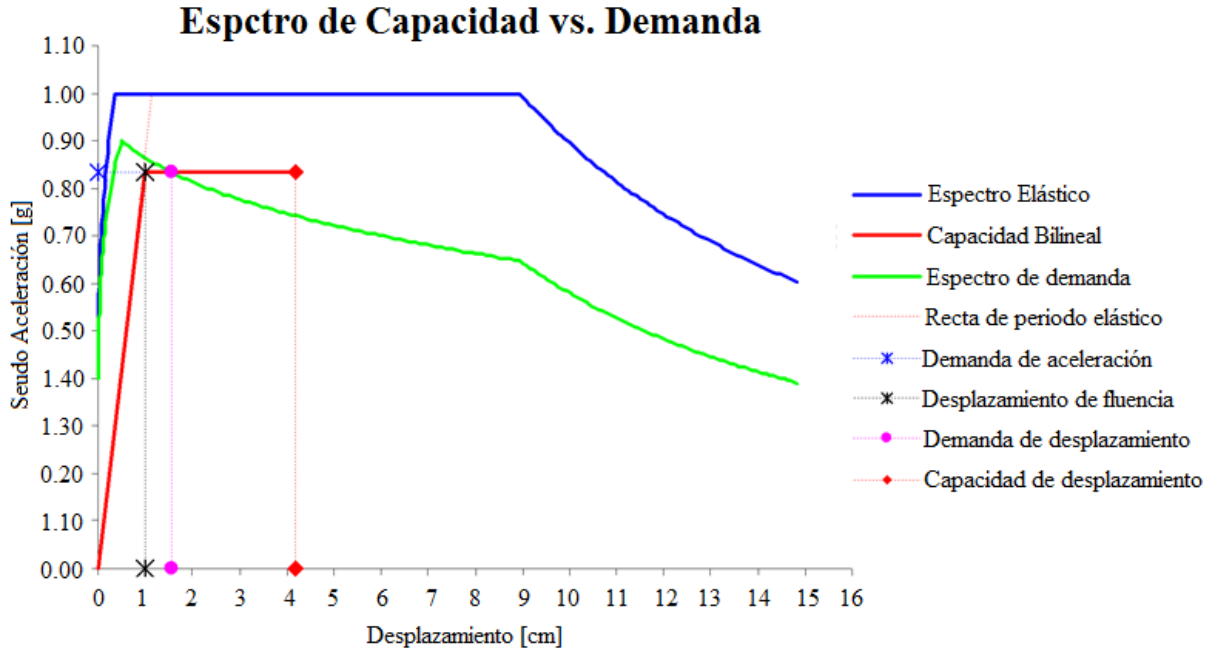


Figura 18. Demanda sobre la estructura en la dirección X-X

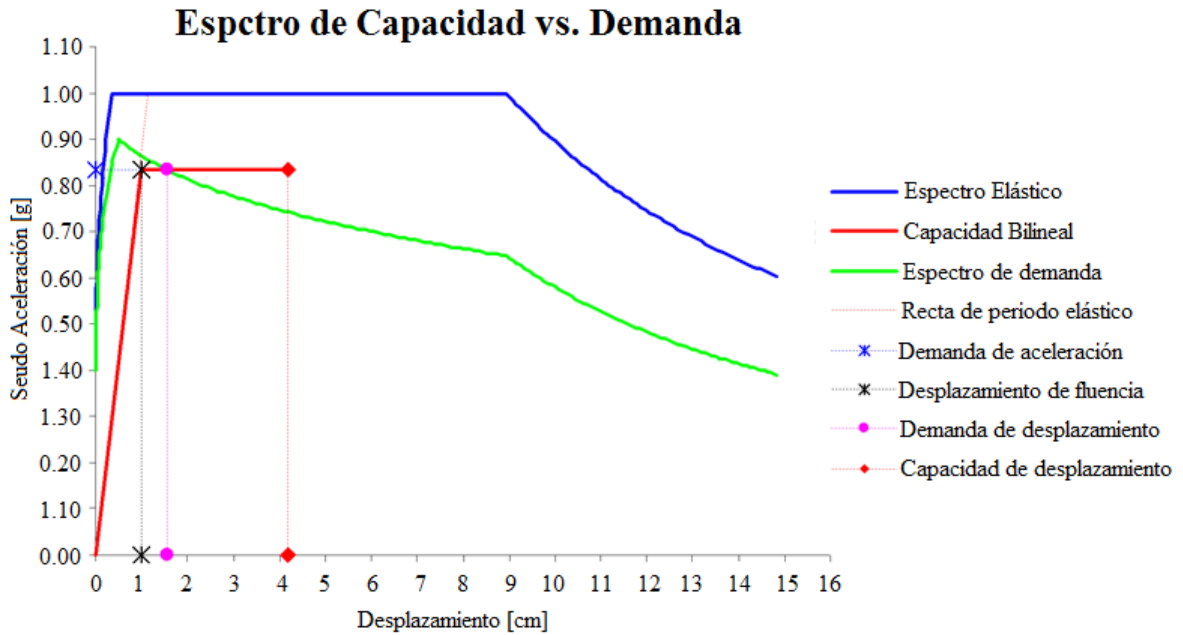


Figura 19. Demanda sobre la estructura en la dirección Y-Y

Adoptando como referencia lo propuesto por el comité VISION 2000 (Committee VISION 2000, 1995), el nivel de desempeño esperado se considera entre *Operacional* y de *Seguridad*. Tabla 2

Tabla 2: Niveles de desempeño vs. Distorsión de piso (Committee VISION 2000, 1995)

Nivel de desempeño	Distorsión de piso ϕ [%]
Totalmente operacional	0.20
<i>Operacional</i>	<i>0.50</i>
<i>Seguridad</i>	<i>1.50</i>
Próximo al colapso	2.50
Colapso	>2.50

6. CONCLUSIONES

6.1 Conclusiones generales

La metodología propuesta permite determinar la capacidad global de la estructura no sólo en términos de resistencia sino que también en términos de desplazamientos, pudiéndose evaluar la ductilidad de la estructura en cada una de las direcciones de análisis.

Se establecieron como criterios para la determinación de la capacidad individual de cada refuerzo, el de la generación de un mecanismo cinemático de rotulación conducente al colapso, y el del máximo desplazamiento admitido para la cima (1.5 % de la altura de piso, distorsión de piso). En todos los casos el último criterio fue el determinante, demostrando esto la necesidad de evaluar los desplazamientos dado que ignorarlos puede conllevar a daños importantes e inclusive al colapso estructural.

Del análisis de la capacidad global de la estructura en cada dirección, se observa que la distorsión de piso es similar (en x-x 1.40 % y en y-y 1.50 %) a la de los refuerzos individuales, lo que indica que el diseño adoptado permite controlar adecuadamente los efectos torsionales.

A fin de poder llevar adelante el análisis de capacidad, cabe la necesidad de que los espectros de diseño elásticos a utilizar hayan sido originalmente preparados para que puedan pasar del formato seudo aceleraciones-periodo (Sae-T) al formato seudo aceleraciones-desplazamientos (Sae-Sd), y con ello obtener el diagrama o espectro de capacidad.

Del análisis de la demanda sobre la estructura en cada dirección, se observa un excelente comportamiento estructural del sistema adoptado, pudiéndose esperar para el terremoto de diseño un comportamiento considerado del tipo “operacional”, pero pudiéndose también comportar como “segura” para un terremoto de mayor periodo de recurrencia que el de diseño.

6.2 Conclusiones particulares

Del análisis realizado para este caso de estudio, se permite concluir que el sistema de refuerzo propuesto ofrece una excelente capacidad de disipación de energía por deformación ($\gamma_{du} = 0.85$) lo cual lo hace muy competitivo frente a otros sistemas de refuerzos estructurales. Además se encontró un adecuado control de los desplazamientos laterales ($S_{dmax} = 22mm$) permitiendo un muy buen desempeño de la estructura ($\phi_{max} = 0.73\%$).

El aporte de masa sísmica por parte de los refuerzos fue mínima, siendo del orden del 1.5 % de la masa total de la estructura ($W = 24$ kN), lo cual muestra su alta relación eficiencia/peso.

El análisis de costos (materiales y mano de obra) para la construcción de los refuerzos, permitió reflejar la poca incidencia que representa frente al costo total del inmueble (aproximadamente del 6%).

Tanto la construcción de los refuerzos en taller, así como también la vinculación de éstos a la estructura a reforzar indicarían una rapidez considerable en la rehabilitación de la estructura, y con ello en su puesta en funcionamiento.

7. AGRADECIMIENTOS

Se agradece el apoyo del CeReDeTeC, Facultad Regional Mendoza Universidad Tecnológica Nacional y Agencia Nacional de Promoción Científica y Tecnológica PICTO RS 255.

8. REFERENCIAS

AISC (2002), American Institute of Steel Construction, “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*”, USA.

Committee VISION 2000 (1995), SEAOC, Structural Engineers Association of California, USA.

CIRSOC 201 (1982), Reglamento CIRSOC 201 y Anexos, Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado, Argentina.

Consejo Profesional de Ingenieros, Agrimensores y Geólogos de Mendoza (1994), Código de Construcciones Sismo Resistentes para la Provincia de Mendoza del año 1987, Mendoza, Argentina.

Gobierno de Mendoza (1970), Código de Construcciones Antisísmicas, Mendoza, Argentina.

INPRES (1986), Publicación Técnica N° 10, “Gran Mendoza, el núcleo urbano expuesto al mayor nivel de riesgo sísmico en la República Argentina”, Argentina.

INPRES – CIRSOC (2000), Proyecto de Reglamento Argentino para Construcciones Sismo Resistentes INPRES – CIRSOC 103 parte IV Construcciones de Acero, Argentina.

Popov, E.P. et al. (1989), “*Eccentrically Brace Frames: U. S. Practice*”, Engineering Journal, Vol. 26, N° 2, (2^{da} Qtr.), p. 66-80, AISC, Chicago, IL., USA.



Revista ALCONPAT

www.revistaalconpat.org

eISSN 2007-6835



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

Materias primas alternativas para la fabricación de cementos más ecoeficientes de baja energía

S. Goñi¹, A. Guerrero¹, A. Macías¹, M.P. Lorenzo²

¹Instituto de Ciencias de la Construcción "Eduardo Torroja"(CSIC), Serrano Galvache s/n, 28033 Madrid, España.

²Universidad San Pablo CEU Madrid, España.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1.i1.3>

Artículo recibido el 12 de Julio de 2010, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 20 de Septiembre de 2010. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2011

© 2011 Alconpat Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 1, Enero – Abril 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 Enero 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.

RESUMEN

Debido a la magnitud del problema que representa el volumen de los residuos generados tanto por el desarrollo industrial como por el tecnológico, las investigaciones a escala mundial se están volcando en minimizar los impactos medioambientales que producen.

En el presente trabajo, se dará una especial mención a los residuos procedentes de la incineración de residuos sólidos urbanos (RSU), que independientemente del sistema de incineración que se haya llevado a cabo, suponen un gran número de cenizas y escorias, que pueden ser valorizadas, o en su defecto, estabilizadas, de manera que reduzcan su impacto medioambiental. Entre las acciones que se están llevando a cabo para conseguir la minimización de estos residuos se encuentra, la valorización mediante su uso como materia prima secundaria o alternativa en la fabricación de cementos. Por todo ello, el objetivo del trabajo que nuestro grupo de investigación presenta a continuación, está basado en la síntesis de "cementos ecoeficientes" o "amigables" con el medio ambiente, en los que se ha empleado como materia prima secundaria, ceniza volante procedente de la incineración de residuos sólidos urbanos (CVIRSU). El innovador proceso de fabricación de estos cementos, supone un avance importante para el desarrollo sostenible de la industria, concretamente, la industria cementera. Este proceso implica una rebaja de la temperatura de clinkerización (< 1100°C) y una minimización de las emisiones de CO₂.

Palabras clave: materia prima alternativa; ecoeficiente; ahorro energía.

ABSTRACT

The industrial and technological development poses major challenges due to the high amount of wastes generated; a lot of research focuses on reduce environmental impact. This paper concentrates in byproducts from the incineration of municipal solid waste (MSW) which, regardless of the incineration system, involve large amounts of fly ash and slag that can be revalued or otherwise stabilized, so to reduce their environmental impact. Among the current actions for minimizing this waste is their use as raw materials in the manufacture of cement. The work aims on the synthesis of an "eco-efficient cement" that incorporates fly ash from incineration of municipal solid waste (FAIMSW) as secondary raw material. The innovative manufacturing process represents an important contribution for the sustainable development of the industry, as it involves an important reduction of clinkerization temperature (< 1100°C) and a minimization of CO₂ emissions

Keywords: alternative raw material, eco-efficient cement, energy saving.

Autor de contacto: Ana Guerrero (aguerrero@ietcc.csic.es)

1. INTRODUCCION

El desarrollo industrial y tecnológico así como el aumento demográfico están desencadenando un incremento sustancial de residuos en general y residuos sólidos urbanos en particular, que necesitan ser gestionados adecuadamente para poder cumplir todos los requisitos medioambientales de protección para la salud, la flora, fauna y en general del entorno. En este sentido existe un amplio número de Directivas tanto europeas, nacionales o autonómicas (Directiva 75/442/CEE, 1975; 1991; 1996; 1997; 1999; 2000), que regulan todos los aspectos de definición, manipulación, gestión y utilización de todo tipo de residuos.

Otro aspecto de gran importancia es el denominado efecto invernadero provocado por las emisiones de determinados gases tales como: el dióxido de carbono (CO₂), metano (CH₄) (Intergovernmental, 2001, McCaffrey, 2002)

Debido a la magnitud del problema que representan tanto el volumen de residuos que se están generando como, la emisión de estos gases con efecto invernadero, las investigaciones a escala mundial se están volcando en minimizar los impactos medioambientales mencionados. En este sentido, se hace una mención especial a los residuos procedentes de la incineración de residuos sólidos urbanos, que independientemente del sistema de incineración que se haya llevado a cabo, suponen un gran número de cenizas y escorias, que pueden ser valorizadas, o estabilizadas, de manera que reduzcan su impacto medioambiental.

Entre las acciones que se están llevando a cabo para conseguir la minimización de estos residuos se encuentra la valorización mediante su uso como materia prima secundaria o alternativa en la fabricación de cementos.

Dado que la industria de la construcción y en especial la industria cementera es una de las que más materias primas naturales consume y más emisiones de CO₂ emite a la atmósfera (McCaffrey, 2002), con el consiguiente impacto medioambiental, (especialmente de efecto invernadero), hay un creciente interés en el desarrollo de nuevos cementos y tecnologías que permiten reducir y minimizar dicho impacto para avanzar hacia un desarrollo verdaderamente sostenible.

Por ello, nuestro grupo de investigación está trabajando intensamente con diferentes tipos de residuos (Goñi y col., 1994; Goñi y col., 2001, 2002, Guerrero y col., 1994, 1999), entre los que se encuentran los procedentes de la incineración de residuos sólidos urbanos (RSU) (Goñi y col., 2002; Guerrero y col., 2000; Guerrero y col. 2001a y 2001b; Gutiérrez y col., 2002; Hernández y col., 2000; Macías y col., 1999 y 2000)). Las acciones que se están llevando a cabo con estos residuos son las siguientes:

- Valorización como materia prima alternativa para la fabricación de cementos.
- Tratamiento Hidrotermal: Transformación en nuevas fases con propiedades de inmovilización de otras especies iónicas.
- Procesos de estabilización con diferentes tipos de cementos.
- Estudios de actividad puzolánica.

El objetivo de este trabajo, es presentar la fabricación de “cementos ecoeficientes” o “amigables” con el medio ambiente, en los que se ha empleado como materia prima secundaria, cenizas procedentes de la incineración de residuos sólidos urbanos (CVIRSU).

2. DISCUSIÓN Y DESARROLLO

Para llevar a cabo el estudio propuesto, se ha realizado una caracterización de los materiales de partida (residuos de incineración). Posteriormente se ha diseñado una metodología de trabajo adecuada para cada una de las acciones que se pretenden desarrollar con estos materiales y que se describirán en cada apartado.

2.1 Caracterización de los Residuos de Incineración

Se han utilizado los residuos generados en dos incineradoras españolas de residuos sólidos urbanos: La incineradora de Valdemingómez y la de Melilla. Éstas se diferencian, en el sistema de incineración, en Valdemingómez se emplea un horno de lecho fluidizado y en la de Melilla un horno de parrilla. Cada incineradora genera dos tipos de residuos: Las cenizas volantes que proceden de los sistemas de depuración de gases y las cenizas de fondo o escorias que proceden de la caldera.

En el caso de la incineradora de Melilla, la escoria se recibió en forma granulada, conteniendo los residuos de los materiales incinerados junto con partículas de vidrio y cerámica, papel sin quemar y partículas metálicas. La escoria granulada se molió en un molino de anillos durante 3 minutos, hasta adquirir una finura adecuada y similar a la del cemento Pórtland. Posteriormente, las distintas fracciones obtenidas se homogeneizaron en una túrbula durante, al menos, 2 horas. Con la molienda de la escoria, se consiguió una superficie específica según el método Blaine de 0,39 m²/g. (Ver Tabla 1).

Los diferentes residuos han sido denominados con los siguientes códigos:

- R1: Incineradora de Valdemingómez. Escoria procedente de los ciclones que recogen estos residuos a la salida del horno (denominada también ELFS1).
- R2: Incineradora de Valdemingómez. Ceniza volante procedente de los sistemas de depuración de gases (denominada también ELFS2).
- R3: Incineradora de Melilla. Ceniza volante procedente de los sistemas de depuración de gases (denominada también CHP).
- R4: Incineradora de Melilla. Escoria procedente del fondo del horno de la incineradora (denominada también: EHP1 y EHP2).

Los estudios de caracterización incluyeron: análisis químico y físico (Tabla 1), difracción de rayos X (Figura 1), (para la evaluación de las fases cristalinas) y estudio de lixiviación para evaluar el grado de toxicidad de dichos residuos (Tabla 2).

En cuanto a la caracterización de las propiedades químicas, cabe destacar el alto contenido en ión cloruro que tienen los residuos R2 y R3, lo que implica su dificultad para ser valorizado desde el punto de vista de los materiales de construcción. Así mismo, mencionar que este tipo de residuos tienen altos contenidos en iones tóxicos, como Zn, Cd, Pb, Cr, etc. Este tipo de iones suponen, nuevamente, un inconveniente a la hora de la recuperación y valorización de los mismos. Este aspecto ha sido muy teniendo en cuenta a la hora del diseño de la metodología de trabajo, ya que no sólo se ha pretendido desarrollar “cementos ecoeficientes” sino permitir la transformación de estos “residuos” en materiales capaces de inmovilizar en su estructura los metales de carácter tóxico que pueden contener en su composición química.

En la siguiente Tabla 1, se presenta la caracterización química de los cuatro residuos empleados en este trabajo. En la figura 1, se recogen los difractogramas de Rayos X de los residuos de partida, destacando nuevamente, la presencia de especies cloradas de los R2, y R3.

Tabla 1. Análisis químico y propiedades físicas de los residuos generados (% peso)

	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>	<i>R4</i>
R.I.	5,2	0,1	0,5	1,5
P.F.	4,6	17,6	16,6	7,5
CaO	21,9	44,9	23,4	20,6
SiO₂	34,1	11,4	12,8	46,2
Al₂O₃	19,3	11,3	10,0	9,3
Fe₂O₃	6,6	1,1	1,8	7,2
MgO	2,6	1,9	3,1	1,9
SO₃	3,3	3,9	7,6	1,1
Na₂O	0,8	2,0	9,4	5,8
K₂O	1,1	2,6	4,9	1,6
Cl⁻	3,6	13,0	16,8	0,7
Zn (g/Kg)	4,1	3,6	6,2	2,2
Cd (g/Kg)	0,013	0,017	0	0,013
Pb (g/Kg)	1,3	3,8	2,3	2,7
Densidad (g/cm³)	2,6	2,5	2,3	2,7
Superficie (m²/g)	0,22	0,73	0,56	0,39

P.F.= Pérdida al Fuego; R.I. = Residuo Insoluble;

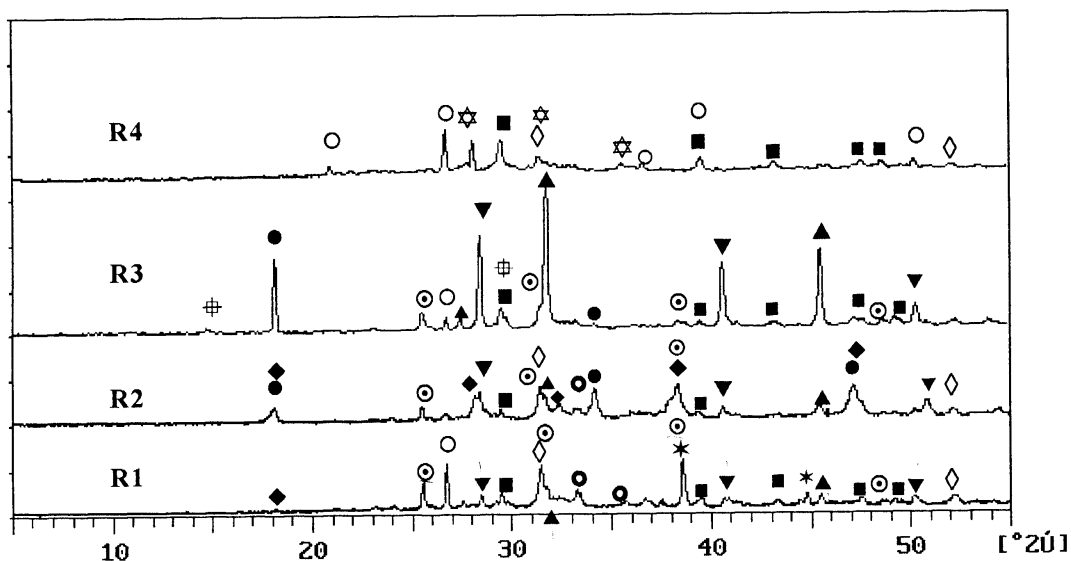
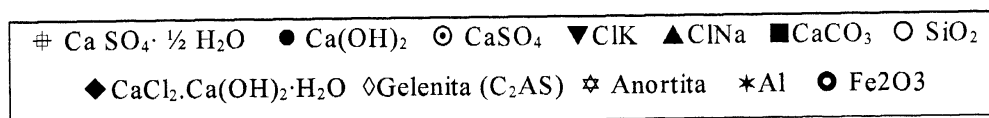


Figura 1. Difractogramas de Rayos X de los Residuos de partida: R1, R2, R3 y R4.

En cuanto a los estudios de lixiviación, se ha empleado el denominado como “Método 2” en el BOE de 10 de Noviembre de 1989 (Núm. 270), en el que se describen los métodos de caracterización de los residuos tóxicos y peligrosos. Este ensayo está basado en el test EPT (Extraction Procedure Toxicity) de la US. EPA (Environment Protección Agencia). En la Tabla 2 se recogen los resultados obtenidos para 10 g de muestra, incluyendo también en la misma, los valores totales de concentración de cada elemento.

Los límites máximos de concentración permitidos para cada contaminante, según el TCLP (Toxicity Characteristics Leaching Procedure) de la EPA, son: Cadmio 1,0 ppm; Plomo 5,0 ppm. Como se puede observar de los resultados de la Tabla 2, la concentración de todos los elementos lixiviados se encuentra muy por debajo de los límites permitidos.

Tabla 2. Resultados del ensayo de lixiviación de los residuos de partida (ppm)

	pH	Zn (total)	Zn (lixiviado)	Cd (total)	Cd (lixiviado)	Pb (total)	Pb
R1	9,29	41	0,079	0,13	0,0014	13	0,0089
R2	12,35	36	1,050	0,17	0,0072	38	0,045
R3	9,6	62	0,081	0	0	22	0,028
R4	7,4	22	0,179	0,13	0,0016	21	0,059

2.2 Valorización de Cenizas y Escorias de la Incineración de Residuos Sólidos Urbanos en Materiales de Construcción

Dentro de las posibilidades de utilización de estos residuos, se han estudiado los dos que a continuación se desarrollan:

- a) Como adición activa al cemento, en el caso de aquellos residuos que presenten actividad puzolánica tras su caracterización inicial.
- b) Como materia prima secundaria, para la fabricación de cementos de baja energía: Cemento Belítico y Cemento de Alinita.

2.2.1 Adición activa al cemento: Actividad puzolánica

La puzolanidad es la capacidad de ciertos materiales para reaccionar con la cal o el hidróxido cálcico procedente de la hidratación del cemento Pórtland, que en presencia de agua y a temperatura ambiente, forma productos hidratados con propiedades conglomerantes. Es una reacción lenta y los productos que se forman, generalmente, son insolubles en agua y precipitan rellenando espacios porosos de la pasta, consiguiendo un refinamiento y distribución más homogénea de los mismos. En general, las propiedades puzolánicas pueden atribuirse a la presencia de SiO₂ y Al₂O₃ en formas amorfas o vítreas, ya que la reacción química se produce entre la parte sílico-alumínica de la puzolana y la portlandita liberada en la hidratación del cemento. Como resultado, se consigue una mejora de la resistencia mecánica y de la durabilidad del material en determinados medios ambientales.

Los resultados del test de actividad puzolánica para los residuos procedentes de las dos incineradoras, expresados como concentración de CaO (moles/L) y la de OH⁻ (moles/L) se muestran en la Figura 2. La línea de trazo grueso representa la concentración de CaO y OH⁻ medidas en la disolución de hidróxido cálcico saturada. Si el material estudiado muestra actividad

puzolánica y fija hidróxido cálcico, las medidas de la concentración de CaO deben estar por debajo de esta línea.

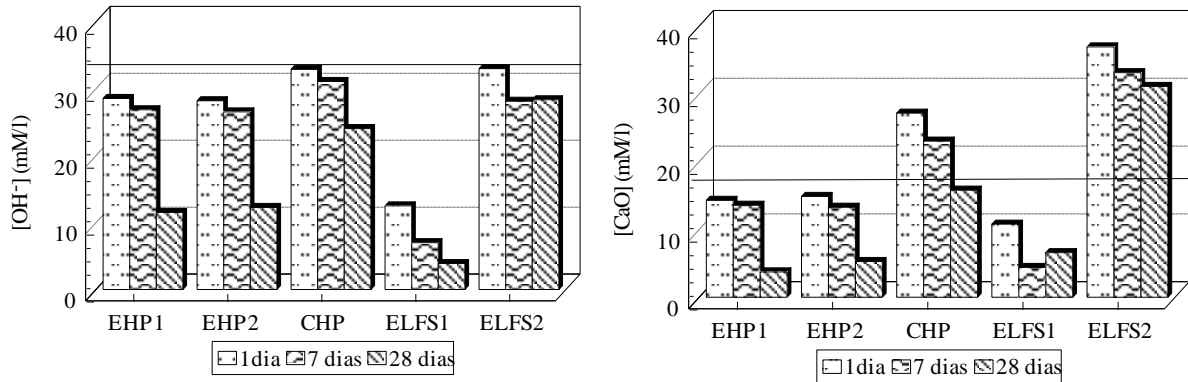


Figura 2. Actividad puzolánica: Evolución de la concentración de OH⁻ y CaO

Por otro lado, se ha representado la curva de solubilidad del Ca(OH)₂ en agua a la temperatura de 40°C, utilizada para la evaluación de la actividad puzolánica según el método de Fratini (Figura 3). Un material tiene actividad puzolánica cuando el punto representativo del ensayo de puzolanidad, bien a la edad de 7 ó 28 días, se sitúe por debajo de la curva del gráfico. En este caso se puede decir que, la escoria de Melilla y la ceniza del silo 1 de Valdemingómez, presentan mejor comportamiento puzolánico que la ceniza de Melilla y la del silo 2 de Valdemingómez, ya que fijan mayor cantidad de CaO.

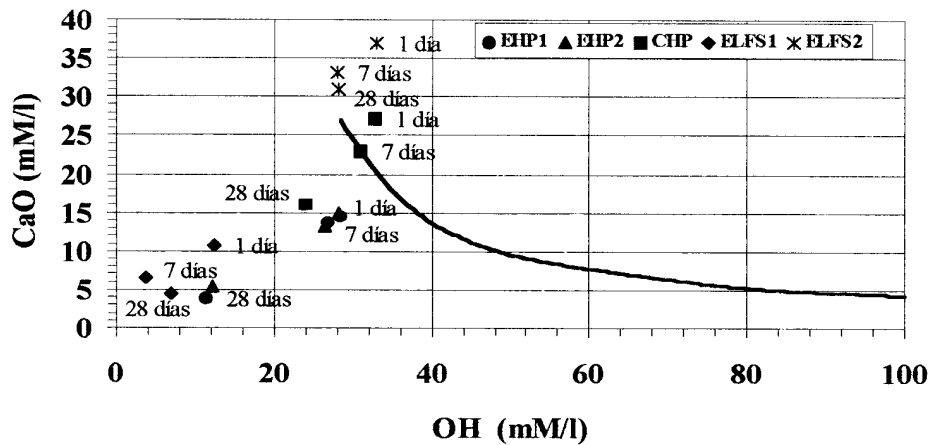


Figura 3. Evaluación de la puzolanidad según el método de Fratini

2.2.2 Materia prima secundaria para la fabricación de cementos de baja energía

Se ha realizado un estudio de la viabilidad del uso de estos residuos, centrandose, principalmente la atención en el residuo R1 y R2 (CIRSU-R1 y CIRSU-R2), dado que presentan altas concentraciones de aluminio metálico (R1) y el residuo R2, una alta concentración en ión cloruro, siendo unos perfectos candidatos como materia prima secundaria para la fabricación de cementos ecoeficientes, como el Cemento Belítico y el de Alinita. A continuación se presentan los resultados más relevantes obtenidos para cada uno de los casos.

2.3 Fabricación de Cementos Belíticos

Uno de los principales problemas de estas cenizas CIRSU-R1 y CIRSU-R2 cuando se aplican a construcciones de cemento, es la “*expansión*”. Esta expansión la provoca el aluminio metálico del residuo que, en el medio básico del cemento, se disuelve con la producción de gas H₂. Otro gran problema es su “*alto contenido en cloruros*”, cuya limitación en los materiales de construcción es del 0,1%, debido a la corrosión metálica que producen en el caso del hormigón armado. Esto obliga a tratar el residuo previamente para eliminar dichos iones.

Estos problemas desaparecen cuando dichas cenizas se utilizan como materia prima para la fabricación de cemento belítico vía hidrotermal. Además, se forman unas fases de gran interés por sus propiedades como precursoras de los cementos de baja energía, como es la formación de la fase belita (Ca₂SiO₄).

El innovador proceso de fabricación de estos cementos, supone un avance importante para el desarrollo sostenible de la industria cementera. Este proceso implica una rebaja de la temperatura de clinkerización (< 1100°C) y una minimización de las emisiones de CO₂. El esquema seguido, que incluye dos etapas, se presenta en la Figura 4.

En una primera etapa, una cantidad de ceniza se mezcla con agua, siguiendo una relación sólido/agua de 1/10. La mezcla se introduce en un reactor hidrotermal a 200°C y una presión de 1.24 MPa. El estudio se realiza a diferentes tiempos (1, 2, 4 o 6 h), con el fin de limitar lo más posible el tiempo de síntesis. Después de los diferentes tiempos, se procede a filtrar el contenido del reactor y a la caracterización de la fase sólida y la acuosa. Posteriormente, se pasa a la segunda etapa, donde el sólido se calienta en un horno a las temperaturas de 700°C, 800°C y 900°C, obteniéndose así el Cemento Belítico de Cenizas de Incineración de Residuos Sólidos Urbanos (CBIRSU).

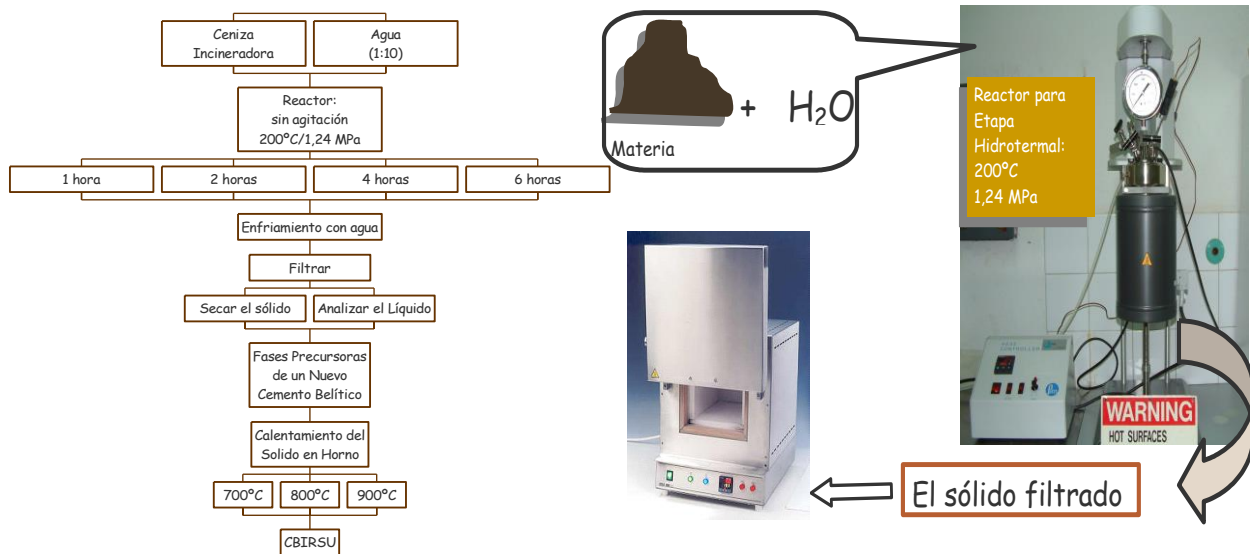


Figura 4. Esquema de Síntesis (Vía Hidrotermal) del Cemento Belítico de Cenizas de Incineración de Residuos Sólidos Urbanos (CBIRSU).

Después de la primera y segunda etapa, se procedió a una caracterización exhaustiva, del sólido y el líquido en la primera y del sólido obtenido en la segunda. Las técnicas empleadas han sido:

- Difracción de Rayos X (DRX)
- El cambio en el área superficial de las cenizas, mediante isotermas de adsorción-desorción de nitrógeno, aplicando el método BET-N₂.
- Análisis Termogravimétrico (TG/ATD)

- Espectroscopía Infrarroja (IR)
- Microscopía Electrónica de Barrido (MEB)
- Medidas de pH, conductividad y análisis completo de todos los iones (Cl^- , Na^+ , K^+ , Pb^{2+} , etc...).

A continuación se presentan algunos de los resultados obtenidos por DRX (utilizando un equipo Philips PW 1730 con cámara de grafito y una radiación de $\text{Cu K}\alpha_1$) (Figura 5), empleando como materia prima la ceniza CIRSU-R2.

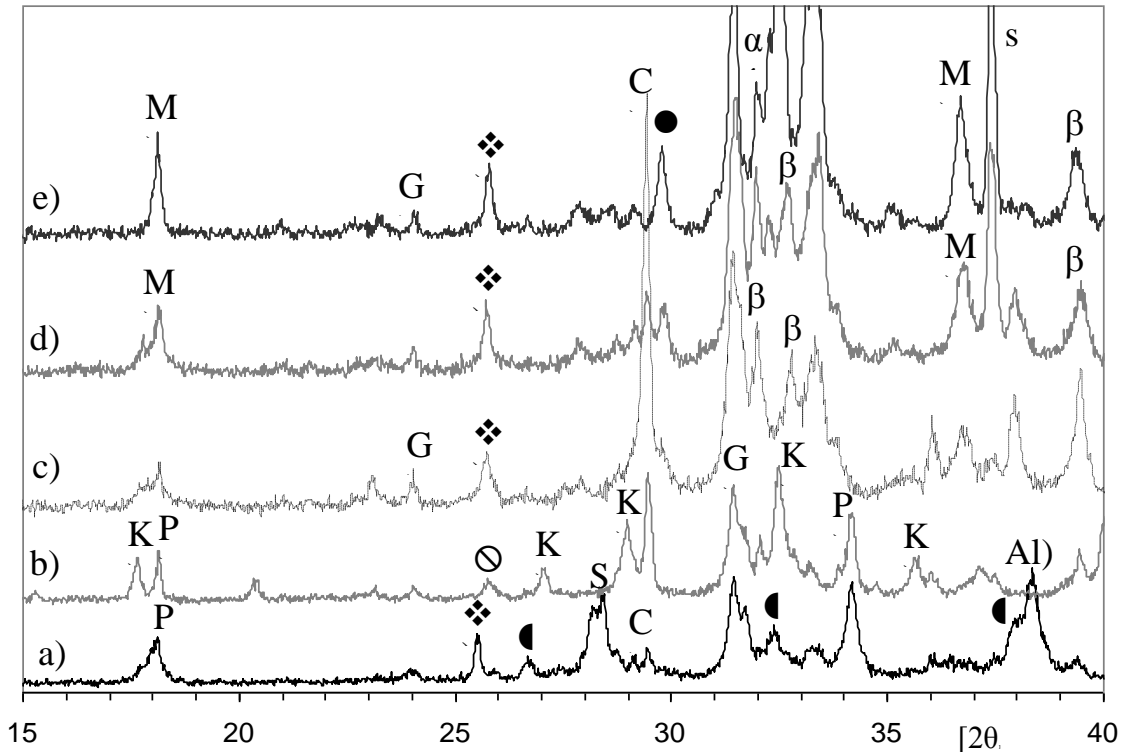


Figura 5. Difractograma de Rayos X de la Cenizas R2: a) referencia; b) después de 1 hora de TH; c) después de TH calentada 700°C; d) después de TH calentada 800°C; e) después de TH calentada 900°C: P $\text{Ca}(\text{OH})_2$; K katoita: $(\text{Ca}_3\text{Al}_2(\text{SiO}_4)(\text{OH})_8)$; \diamond CaSO_4 ; \bullet $\text{CaCl}_2 \cdot \text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$; S NaCl; G $\text{Ca}_2\text{Al}_2\text{SO}_8$; C CaCO_3 ; Al Aluminio metálico; M $\text{Ca}_{12}\text{Al}_{14}\text{O}_{33}$; \bullet gel C-S-H; β β - Ca_2SiO_4 ; α' α' - Ca_2SiO_4 ; \odot $\text{CaSO}_4 \cdot 0.6\text{H}_2\text{O}$; s CaO

Se puede observar como después de 1 hora de tratamiento hidrotérmico (TH) (Fig. 5(b)), todos los compuestos cristalinos que contenían cloruros han desaparecido. Lo que sugiere que se han disueltos, lo que está en perfecta concordancia con los análisis realizados en el líquido después del TH. Las reflexiones del aluminio metálico que aparecen en 38,4 de la zona angular 2θ también desaparecen, lo que indica que se ha disuelto. Este aluminio disuelto se ha combinado para formar la fase katoita (Fig. 5(b)).

La fase anhidrita (CaSO_4) se transforma en $\text{CaSO}_4 \cdot 0.6\text{H}_2\text{O}$ y las intensidades de las fases Gelenita y Portlandita permanecen sin cambios. El gel C-S-H también aparece, pero es difícil diferenciar sus reflexiones ya que aparecen solapadas con las de calcita, pero su presencia fue confirmada por la presencia de una fuerte banda de absorción en el estudio previo realizado por FTIR.

Después del calentamiento de la muestra a 700°C (Fig. 5 (c)), desaparecen las reflexiones de los compuestos hidratados. Permanece la fase Gelenita junto con fase, Mayenita (C_{12}A_7), C_3A , β - C_2S

y anhidrita. La intensidad de las reflexiones de la fase calcita aumenta debido a la carbonatación del CaO procedente de la descomposición de la Portlandita. Respecto a la evolución de las fases precursoras con la temperatura de calcinación (800° y 900°C) (Fig. 5 (d y e)), se observa que la fase mayenita se mantiene y decrecen las reflexiones de las fases Calcita y Gelenita. Se empiezan a observar más claramente las reflexiones de las fases del tipo α y β del silicato dicálcico.

A la vista de los resultados de rayos X y de la fase líquida, se vió que la temperatura más óptima para la obtención de cementos ricos en fase belita y con una pequeña presencia de fase menos hidráulicas como la mayenita, era 800°C.

De esta manera, se puede decir que, el proceso propuesto presenta indudables mejoras energéticas y medioambientales:

- Reducción de la temperatura de síntesis de 1450°C a 800°C.
- Reducción o eliminación de la emisión de CO₂ a la atmósfera.
- Valorización de residuos generados en las Incineradoras.
- Reducción del empleo de materias primas naturales.
- Eliminación de vertederos.

Todo esto, tiene una importante repercusión, además de económica, por el abaratamiento de costes implicados, porque supone un desarrollo sostenible no sólo de las actividades de construcción sino también de otros sectores industriales generadores de estos residuos.

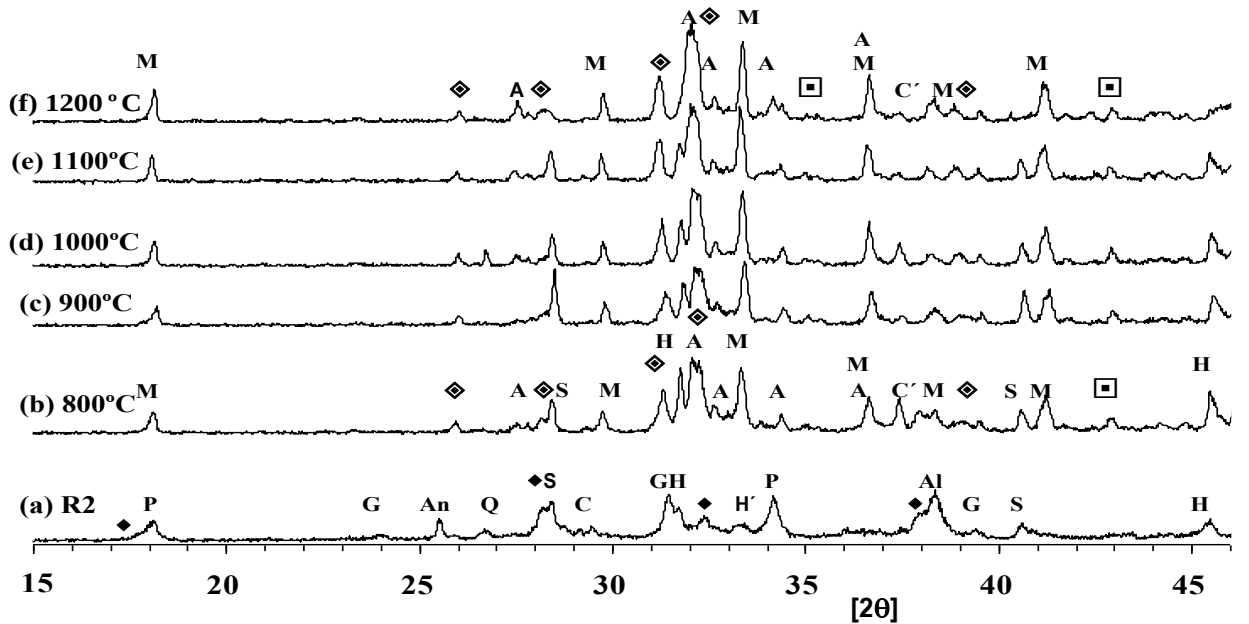
2.4 Fabricación de Cemento de Alinita

Debido a que estos residuos, principalmente la cenizas CIRSU-R2, contienen además de Cl, elementos como Ca, Si, Al, y S, pueden ser empleados como materia prima para la fabricación de cementos especiales tipo alinita (Motzet y Pöllmann, 1995; Takuma, 1997). La fase alinita, fue obtenida a escala de laboratorio por Pöllmann y col., a partir de estos residuos, requiriéndose una atmósfera saturada en gas cloro.

Para llevar a cabo esta parte experimental, se emplearon diferentes cantidades de esta ceniza CIRSU-R2. El procedimiento seguido, se describe a continuación:

Cantidades de 6 g de cada residuo se sometieron a un calentamiento controlado (10°C/min hasta 600°C y 5°C/min desde 600°C en adelante) a temperaturas de 800°C, 900°C, 1000°C, 1100°C y 1200°C.

Después de cada etapa, los sólidos obtenidos se caracterizaron mediante Difracción de Rayos X y el área superficial se ha determinado por el método BET con un equipo Micromeritics, modelo ASAP 2010, usando N₂-77 K gas. Los resultados de DRX y BET, más representativos, se presentan a continuación.



G gehlenita; **An** anhidrita; **Q** cuarzo; **C'** cal; **H** halita; **H'** hematita; **S** silvita; **A** alinita; **◻** α - Al_2O_3 ; **Al** aluminio metálico; **P** portlandita; **◆** $\text{CaCl}_2 \cdot \text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$; **◊** chlorellestadita; **M** mayenita; **C** calcita.

Figura 6. Evolución del difractograma de rayos X del residuo CIRSU-R2 con la tª

En la Figura 6(a), se puede apreciar que este residuo, está formado principalmente por cloruros cristalinos como silvita (KCl), halita (NaCl) y la hidroxisal de calcio $\text{CaCl}_2 \cdot \text{Ca}(\text{OH})_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$, así como tiene una cantidad importante de anhidrita (CaSO_4). En su composición mineralógica también se puede observar, aunque en menor medida, calcita (CaCO_3), portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) y gehlenita ($\text{Ca}_2\text{Al}_2\text{SiO}_7$ o C_2AS).

Después del calentamiento a 800°C (Fig. 6 (b)) se forman las fases alinita ($\text{Ca}_{10}\text{Mg}_{0.8}(\text{SiO}_4)_{3.4}(\text{AlO}_4)_{0.6}\text{O}_2\text{Cl}$), chlorellestadita ($\text{Ca}_{10}(\text{SiO}_4)_3(\text{SO}_4)_3\text{Cl}_2$) de la familia de las alinitas y mayenita (C_{12}A_7). La silvita (KCl) y la halita (NaCl) desaparecen a 1200°C (Fig. 6 (f)). Las fases alinita, mayenita y chlorellestadita son hidráulicas y tienen carácter cementante, siendo la temperatura más óptima para el desarrollo de un tipo de cemento de alinita a partir de estos residuos de 1100°C. Además los aluminosilicatos que se van formando con la temperatura de calentamiento, son capaces de inmovilizar en su interior, los metales tóxicos que forman parte de este tipo de residuos.

En la Figura 7, se presenta la evolución del área superficial de este residuo con el calentamiento. El área superficial es indicativo de la finura de la muestra y por lo tanto de su reactividad potencial: cuanto mayor sea el área superficial mayor será su reactividad. El área superficial del residuo disminuye con la temperatura de calentamiento hasta alcanzar a los 1000°C un valor de $1.6 \text{ m}^2/\text{g}$ que prácticamente se mantiene a temperaturas superiores. Esta disminución del área superficial se debe a las transformaciones de las fases, como se ha determinado por DRX y a la sinterización de las partículas.

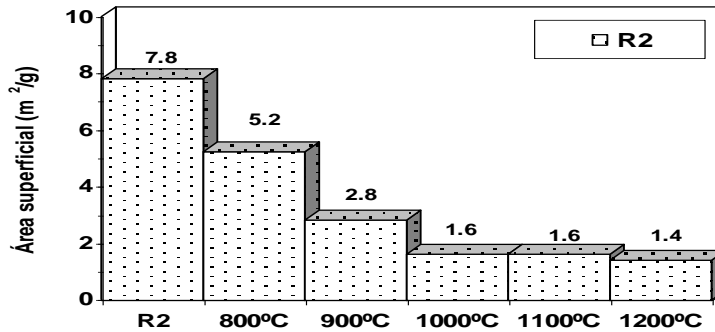


Figura 7. Evolución del área superficial del residuo CIRSU-R2 con la temperatura

A la vista de los resultados, se puede decir que este residuo, presenta una aplicación potencial para la obtención de la fase alinita a una temperatura de 1100°C, lo que permite desarrollar cementos más ecoeficientes que los cementos Pórtland (que se obtienen por encima de los 1400°C) con importantes aplicaciones en determinadas situaciones.

3. CONCLUSIONES

1. El tratamiento hidrotermal es un método útil para valorizar estos residuos desde el punto de vista de los materiales de construcción.
2. Se forman fases hidráulicas, precursoras de nuevos cementos belíticos, que además tienen la propiedad de inmovilizar metales tóxicos como el Cd, Pb y Zn.
3. El proceso de fabricación, vía hidrotermal, en general, presenta importantes ventajas:
 - a. Medioambientales, como son el empleo de material prima residual y la reducción de las emisiones de CO₂.
 - b. Energéticas, pues se consigue una importante reducción de la energía del proceso (800°C vs 1450°C) y una práctica eliminación del proceso de molturación.
4. Con el empleo de cenizas volantes de la incineración de RSU, se pueden obtener cementos con fase alinita a temperaturas de 1100°C.
5. Bajo la opinión de los autores y dada la trascendencia de estas conclusiones, se recomendaría profundizar en algunos aspectos relacionados principalmente con la heterogeneidad de la materia prima de partida, dada su procedencia; alta demanda de agua, ausencia de normativa específica y estudios de durabilidad.

4. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a las Incineradoras Españolas de Valdemingómez y de Melilla por el suministro de las cenizas y por permitir la recogida de las mismas durante semanas. Así mismo, se agradece a la Comunidad Autónoma de Madrid y a la CICYT por la financiación de estos estudios con los Proyectos: (07M/0560/1997), (07/M/0052/1999); y (BQU2000-1357), respectivamente.

5. BIBLIOGRAFÍA

Directiva 75/442/CEE, de 15 de julio de 1975, relativa a los residuos (con las modificaciones de la directiva del consejo 91/156/CEE, de 18 de marzo de 1991). Es la norma marco que sirve de base al desarrollo de las posteriores normativas europeas y nacionales.

Directiva del Consejo, de 18 de marzo de 1991, por la que se modifica la Directiva 75/442/CEE relativa a los residuos, (91/156/CEE). Doce 78/I, de 26-03-91.

Directiva 96/61/CE, de 24 de septiembre de 1996, relativa a la prevención y el control integrados de la contaminación (IPPC).

Directiva del Consejo 1999/31/CE, 26 de abril, relativa al vertido de residuos, dirigida a limitar el vertido de determinados residuos, con especial mención de los residuos municipales biodegradables, además de fijar las condiciones de admisión de los residuos en los vertederos, los procedimientos de control, vigilancia y cierre, regulando las características técnicas básicas de los nuevos vertederos y la adaptación de los existentes.

Goñi, S. Hernández M^aS, Guerrero A. y Lorenzo M^aP., 1994 “Materiales base-cemento y sus características confinadoras de resíduos líquidos simulados de baja y media radioactividad. II. Lixiviación del ión cesio”, *Solid and Liquid Wastes: their best destination (II)*; ISBN: 84-88233-16-7, vol. II, 465-474.

Goñi S., Guerrero A., Macías A., Peña R. y Fernández E., 2001. “Empleo de Materiales Secundarios como Materia Prima de Nuevos Tipos de Cemento”, *Materiales de Construcción*, vol. 51, 5-18.

Goñi, S. Guerrero A. y Peña, R. 2002 “Tratamiento Hidrotermal de Cenizas no Volantes de Incineración de Residuos Sólidos Urbanos, sin Adiciones, con Producción de Hidrógeno, para la Obtención de Zeolita Cristalina”. Patente N. ES200201311.

Goñi S., Hernández M.S. y Guerrero A., 2002. “Metodología de Estudio de las Matrices Cementantes utilizadas en el Almacenamiento Español de Residuos de Media y Baja Radiactividad”, *Cemento y Hormigón*, vol. 833, 22-34.

Guerrero A., Goñi S., Hernández M^aS. y Lorenzo M^aP., 1994. “Materiales base-cemento y sus características confinadoras de resíduos líquidos simulados de baja y media radioactividad. I. Lixiviación de iones sodio y potasio”, *Solid and Liquid wastes: their best destination (II)*; ISBN: 84-88233-16-7, vol. II, 455-463.

Guerrero A., Hernández M.S. y S. Goñi, 1999. “Materiales Cementicios utilizados en el Almacenamiento Español de Residuos de Media y Baja Radiactividad” or “Cemented Materials in LLW and MLW Spanish Disposal”, *Materiales de Construcción*, vol. 49, n^o 255, 31-40, 1999.

Guerrero, A., Fernández, E., Macías, A. y Goñi, S., 2000. “Hydrothermal Treatment of Fly Ash from Municipal Solid Waste Incineration”, *Proceedings of Waste Materials in Construction: Science and Engineering of Recycling for Environmental Protection*, Editors: G.R. Woolley, J.J.M. Goumans and P.J. Wainwright, Pergamon, Amsterdam Vol. 1, ISBN: 0-08-043790-7, pp.178-185.

Guerrero A., Goñi, S. Macías A., Fernández E. y Lorenzo M.P., 2001. “Influence of Synthesis Temperature on the Hydration of New Cements from Fly Ash of Municipal Solid Waste Incineration”, *Third CANMET/ACI International Symposium on Sustainable Development of Cement and Concrete Technology*, ISBN: 0-87031-041-0, vol. 1, 267-283.

Guerrero, A., Goñi, S., Fernández, E. y Macías, A., 2001 “Valorization of Fly Ash from Municipal Solid Waste Incineration Via Hydrothermal Treatment” to be presented in the Seventh CANMET/ACI International Conference on Fly ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, July 22-27, Madras, India.

Gutierrez P., Goñi S., Guerrero A., Lorenzo M.P. y Macías A., 2002 “Develop of a Low Energy Environmentally Friendly Cement”, *Sustainable Concrete Construction*, 95-106,.

- Hernández M.S., Guerrero A. y Goñi S. 2000 “Leaching of Borate Waste Cement Matrices: Pore Solution and Solid Phase Characterization”. *Advances in Cement Research*, vol. 12, nº 1, 1-8.
- Intergovernmental Panel on Climate Change: Special report on Emissions 2001. <http://www.grida.no/climate>.
- Ley 10/1998, de 21 de Abril, de Residuos, BOE 96, de 22-04-98, Resolución de 13 de enero de 2000, de la Secretaría General de Medio Ambiente, por la que se dispone la publicación del Acuerdo de Consejo de Ministros, de 7 de enero de 2000, por el que se aprueba el Plan Nacional de Residuos Urbanos.
- McCaffrey, R., “Climate change and the cement industry”; *Global Cement and Lime Magazine: Environmental Special Issue* 2002.
- Macías, A., Goñi, S., Guerrero, A y Fernández, E., 1999. “Immobilization/Solidification of Hazardous Wastes in Cement Matrices”. *Materiales de Construcción*, vol. 49, nº 254, 5-16.
- Macías A., Fernández E., Goñi S., Guerrero A. y Lorenzo M.P., 1999 “Empleo de Residuos Urbanos de Incineración como Adición en Materiales de Construcción”, *Proceedings of V International Conference of the Chemistry of Anque. Solid, Liquid and Gaseous Wastes: Their Best Destination (III)*. ISBN:84-88233-19-1, vol. 1, 345-356.
- Macías A., Goñi S. y Guerrero A., 2001. “Valorización y Tratamiento de Cenizas y Escorias de Incineración de Residuos Sólidos Urbanos”, *Química e Industria*, 39-46, 2001
- Motzet, H. and Pöllmann, H., 1995. “The Usage of Alinite Cement for Waste Stabilization”. *International Congress on Waste Solidification- Stabilization Processes*. Nancy. France.
- Peña, R. Guerrero A., Goñi S. y Lorenzo M.P., 2003 “Hydrothermal Treatment of Industrial Wastes and Its Implication for Immobilizing Other Toxic Wastes”, *Cement’s Contribution to the Development in the 21st Century*, ISBN: 0-9584085-8-0, 2226-2233.
- Resolución del Consejo, de 24 de febrero de 1997, sobre una estrategia comunitaria de gestión de residuos.
- Takuma, Y., Tsuchida, Y. and Uchida, S., 1997, “Characteristics and Hydration of Cement Produced from Ash from Incinerated Urban Garbage”, *Proceedings of the 10th International Congress on the Chemistry of Cement*, vol. 3, Gothenbirg, Sweden, June 2-6, pp. 3ii118.



Revista ALCONPAT

www.revistaalconpat.org

eISSN 2007-6835



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

Corrosión en presas de ferrocemento

P. Montes-García¹, V. Jimenez-Quero^{1,2}, T. Caballero-Aquino¹, A. Fernández-González¹

¹Grupo de Materiales y Construcción CIIDIR-IPN-Unidad Oaxaca. Hornos 1003 Sta. Cruz Xoxocotlán, C.P.71230, Oaxaca, México.

²CIMAV S.C., Unidad Chihuahua, Miguel de Cervantes No. 120, Complejo Industrial Chihuahua, C.P. 31109 Chihuahua, México.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1i1.4>

Artículo recibido el 1 de Agosto de 2010, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 31 de Octubre de 2010. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2011

RESUMEN

Muchas comunidades en zonas áridas de Oaxaca México, no pueden retener el agua en época de lluvia y durante la sequía tienen graves problemas por falta del vital líquido. Una opción a este problema es la construcción de pequeñas presas de ferrocemento, tanto por su economía como por la facilidad del sistema empleado al construirlas. Sin embargo, debido al pequeño espesor de los elementos estructurales y reducido recubrimiento de éstas, el acero de refuerzo puede presentar corrosión debido a la acción de agentes agresivos. Para estudiar este fenómeno se evaluó el deterioro por corrosión de presas de ferrocemento. Se efectuaron pruebas de inspección visual, carbonatación y potenciales de corrosión. Durante la inspección visual se observó agrietamiento, delaminación y manchas de herrumbre que son evidencia física de la existencia de corrosión. Esto fue corroborado con los resultados de los potenciales de corrosión y las pruebas de carbonatación. Con base en lo anterior se concluye que las presas estudiadas tienen un alto riesgo de corrosión (más del 90%), y en algunos casos la corrosión es severa.

Palabras clave: durabilidad; presas pequeñas; media celda.

© 2011 Alconpat Internacional

ABSTRACT

Many communities located at the dry areas in Oaxaca, Mexico, are unable to retain the water precipitated during the rainy season; as a result, they face serious water shortages of this vital liquid the dry season. One option to solve the problem is the construction of small ferrocement dams because of their low cost and simple construction method. However, because of the small thickness and the thin cover on the reinforcement, the steel can experience corrosion caused by the action of aggressive agents. This work studied the corrosion risk by means of an experimental program that included tests of visual inspection, carbonation and corrosion potentials. During the visual inspection, cracking, mortar delamination and iron stains were observed; these evidenced the occurrence of corrosion. In turn, this was corroborated by the results of corrosion potentials and the carbonation tests. Based on the results, it is concluded that the studied small dams have a high risk of corrosion (ca. greater than 90%), and in some cases severe corrosion was already occurring.

Key words: durability; small dams; half-cell.

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 1, Enero - Abril 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 Enero 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.

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

1. INTRODUCCION

El ferrocemento es un tipo de concreto reforzado cuyo refuerzo consiste en múltiples capas de malla metálica y varillas de diámetro pequeño, que le proporciona características adecuadas de resistencia, deformación y amplias aplicaciones potenciales, Fernandez (1996), Fernandez (1998), Austriaco (2001).

Oaxaca presenta una orografía muy accidentada que origina la formación de más de treinta grandes cuencas de ríos y múltiples arroyos temporales. Muchas comunidades en zonas áridas, no pueden retener el agua en época de lluvia y durante la sequía tienen graves problemas por falta del vital líquido. Una opción a este problema es la construcción de micropresas de ferrocemento, tanto por su economía como por la facilidad del sistema empleado al construirlas. Sin embargo, este material por sus características, está expuesto a que su acero de refuerzo sufra corrosión, Fontana (1986).

Se han construido 12 micropresas y la más antigua de ellas ha estado en funcionamiento por un periodo aproximado de 15 años. Los espesores de recubrimiento, las condiciones climáticas y el nulo mantenimiento son elementos que provocan que el acero de refuerzo presente algún tipo de actividad corrosiva a escasos años de haberse construido. Se considera que las estructuras de ferrocemento para obras hidráulicas tienden a deteriorarse por la abrasión de las partículas que transportan los escurrimientos, las temperaturas extremas, los ciclos de humedecimiento y secado así como por el ataque de líquidos naturales o industriales que transportan o contienen, Austriaco (2001).

A pesar de los avances logrados en este material, Nedwell (2006) y Rajamane (2003), no se han llevado a cabo muchos estudios de durabilidad en estructuras reales de ferrocemento, sólo se tienen algunos antecedentes por estudios realizados en especímenes, Mathews (1993) y Caballero (2005). En un estudio se evaluó el daño en el acero de refuerzo mediante el análisis y valoración microscópica de la corrosión causada por cloruros. Los resultados revelaron la importancia de la relación agua/cemento (a/c) para el mejoramiento de su durabilidad, Vickridge (1998). Se ha determinado que el grado de corrosión reduce el porcentaje de esfuerzo a la tensión última, y que el mortero elaborado con humo de sílice tiene una baja permeabilidad, la que evita penetración de cloruros y reduce el daño por corrosión, Vickridge (1998).

Un estudio sobre la carbonatación de morteros hechos con mezclas ternarias de cemento Portland, reveló que el reemplazo parcial del cemento con ceniza de cáscara de arroz y ceniza volante fina, incrementa la profundidad de carbonatación en el mortero en función de la cantidad de materiales suplementarios adicionados, Sumrereng (2006).

La integridad estructural de micropresas de ferrocemento se ha estudiado por medio de modelos tridimensionales empleando el programa basado en el método del elemento finito SAP2000[®]. Los resultados de estos estudios permiten inferir que estas estructuras tienen un comportamiento estructural adecuado ante cargas de servicio, considerándose estable pues tiene factores de seguridad altos ante volteamiento y deslizamiento, Caballero (2001).

El propósito de este trabajo fue realizar un estudio sobre el riesgo de corrosión de cuatro micropresas de ferrocemento construidas en el estado de Oaxaca. Con los resultados se espera poder estimar su grado de deterioro e identificar las posibles causas.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

Se evaluaron cuatro micropresas de ferrocemento, por medio de pruebas de inspección visual, carbonatación y potenciales de corrosión de la armadura; las dos primeras micropresas (A y B)

son estructuras subterráneas, de un solo arco y con la misma edad (9 años), la tercera (C) es superficial de un solo arco y con edad de 14 años, cuenta con seis tímpanos y tres nervaduras; finalmente la cuarta micropresa (D), está formada por: cuatro arcos, tres contrafuertes de mampostería, tres nervaduras y tiene 11 años de edad (Figuras 1, 2 y 3).

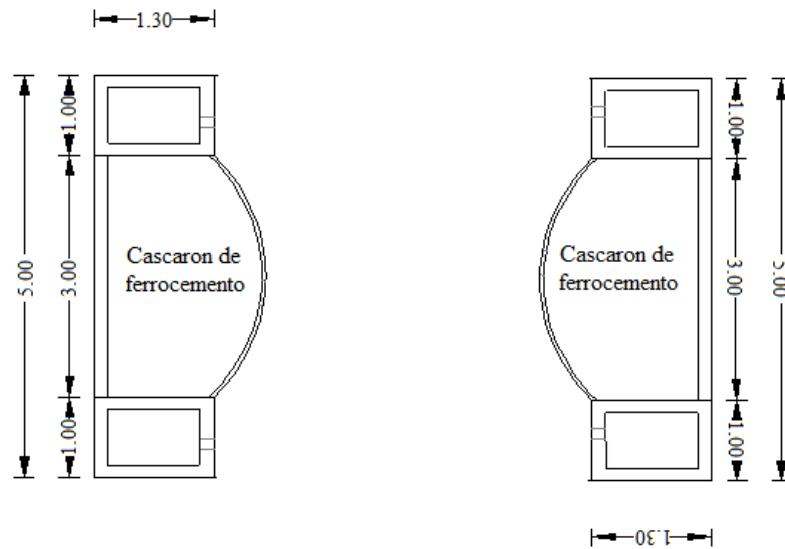


Figura 1. Vista en planta de las micropresas A y B



Figura 2. Micropresa C.

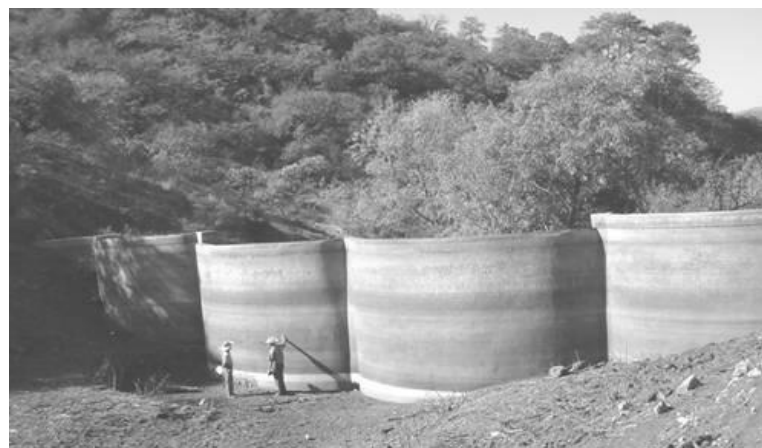


Figura 3. Micropresa D.

2.1 Inspección visual y carbonatación.

Este método, por ser directo, es confiable y proporcionó información útil en el desarrollo del estudio de la corrosión del acero de refuerzo. Durante la prueba, se registraron las evidencias de corrosión para cada estructura en estudio (agrietamientos en dirección del acero de refuerzo, manchas de herrumbre, delaminación, eflorescencia, carbonatación, filtraciones etc.).

Para analizar el frente de carbonatación, se desprendió una parte del recubrimiento de mortero con martillo y cincel, y se roció Fenoltaleina al 1% en alcohol etílico sobre la superficie descubierta, según recomienda RILEM (CPC-18 Measurement of hardened concrete carbonation depth). Sólo en la micropresa A se extrajo un corazón para ser analizado.

2.2 Pruebas de potenciales de corrosión

Se realizaron lecturas de potenciales de corrosión según lo establecido en la norma ASTM-876-91 a cada micropresa. Para las lecturas se empleó una media celda de cobre/sulfato de cobre (Cu/CuSO_4) y un voltímetro digital de alta impedancia marca MCM-Miller modelo LC-4.5

3. RESULTADOS

3.1 Inspección Visual y pruebas de carbonatación

Micropresas A y B. En ambos cascarones se aprecian superficialmente manchas oscuras ocasionadas principalmente por la cristalización de sales y por sólidos suspendidos en el agua, ya que la estructura en estudio sirve para el almacenamiento del líquido de pozo sin tratar. No se apreció agrietamiento que siguiera un patrón específico causado por corrosión o acciones mecánicas. Lo anterior se corroboró al analizar detalladamente la porción extraída de uno de los cascarones. A esta porción se le realizó la prueba de carbonatación, Figura 4a, 4b, y 4c.

Es importante mencionar que la relación agua cemento, para la elaboración de mortero utilizada en las estructuras, según planos constructivos fue de 0.6, además que el proceso constructivo fue artesanal, es decir el espesor de los elementos se logró por capas y no fueron colados monolíticamente. Lo anterior son factores que muy probablemente favorecieron la carbonatación.

Micropresa C. Esta estructura presenta evidencia clara de corrosión. Durante la inspección se observaron diferentes patrones de agrietamientos sobre la superficie de los tableros, presencia de manchas de herrumbre, desprendimiento de recubrimiento y delaminaciones, Figura 5. En algunas zonas del vertedor, existe corrosión activa lo cual ha causado la delaminación del concreto con pérdida casi total del refuerzo.

La prueba de carbonatación reveló que en la mayoría de tableros se presenta un frente de carbonatación de 5 mm en promedio, lo que representan un 25% del espesor del recubrimiento. (Figura 6).

Micropresa D. Los cuatro arcos que forman esta estructura no presentan daños severos, sólo uno de ellos, en la parte superior, ha sufrido el desprendimiento del recubrimiento de mortero dejando al descubierto parte del acero de refuerzo como se aprecia en la Figura 7.

La prueba de carbonatación permitió comprobar que la carbonatación en los arcos de la micropresa es menor (4 mm) a la que se presenta en los contrafuertes (7 mm). Figura 8.

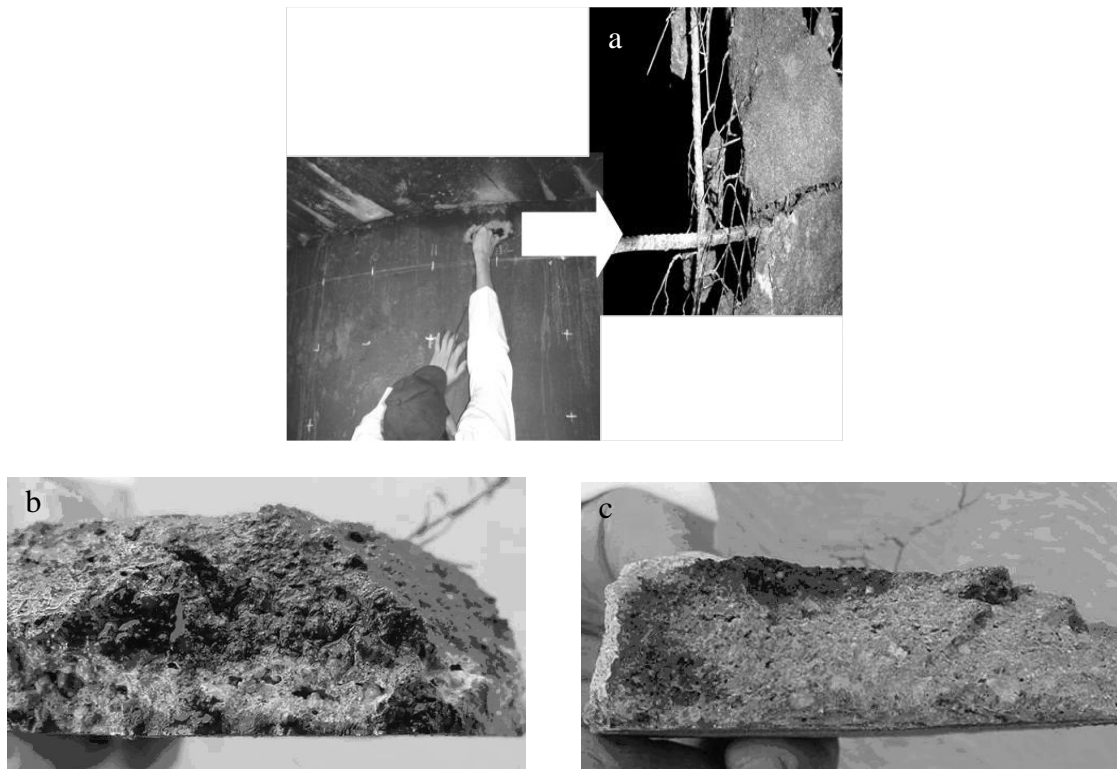


Figura 4. a) Manchas de herrumbre y corrosión en acero de refuerzo de micropresa A. b) Carbonatción por defectos constructivos. c) Carbonatción por mala calidad del mortero.

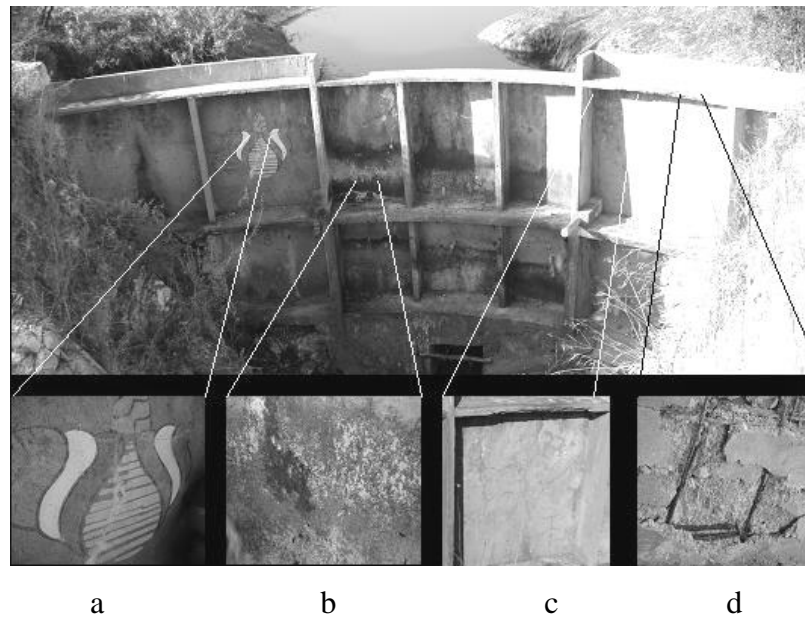


Figura 5. Evidencia de deterioro por corrosión. a).- grietas, b).- manchas de herrumbre c).- desprendimiento de recubrimiento y d).- delaminación y acero corroído.

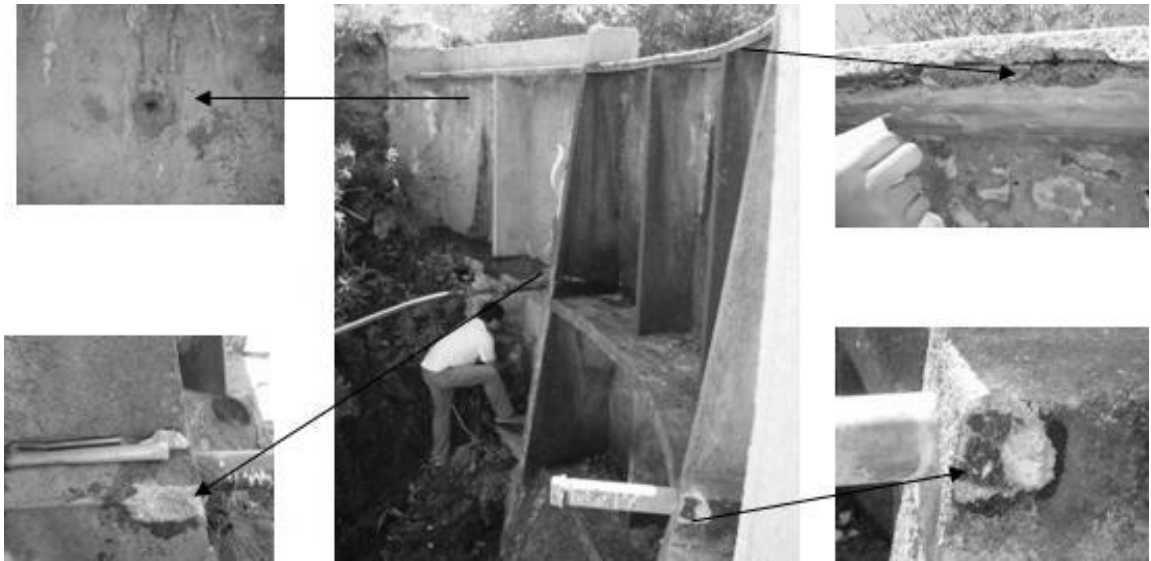


Figura 6. Prueba de carbonatación en diferentes puntos de la micropresa C



Figura 7. Desprendimiento del mortero de recubrimiento en la parte superior del arco.



Figura 8. Prueba de carbonatación en diferentes puntos de la micropresa D

La pérdida de recubrimiento en la zona del vertedor de la micropresa D, se debió al pequeño espesor de recubrimiento utilizado, la abrasión ocasionada por el movimiento del agua al momento de rebasar la capacidad del vaso de almacenamiento (en época de lluvia el agua y las partículas suspendidas en ella provocan la abrasión en el vertedor), los cambios volumétricos debidos a gradientes de temperatura y los ciclos de mojado y secado durante el periodo de lluvias.

3.2 Potenciales de corrosión

El mapeo de potenciales obtenidos por el método de media-celda se presenta a través de las gráficas de isolíneas, con las lecturas tomadas en cada micropresa.

Micropresa A. Al graficar los valores de las lecturas hechas a esta estructura se aprecia que en la parte inferior se presentan potenciales de corrosión más negativos que -500 mV y en la parte superior potenciales menos negativos que -500 mV y más negativos que -350 mV, figura 9. Con base en lo anterior se puede indicar que existe un riesgo, de alto a severo, de que la armadura se esté corroyendo.

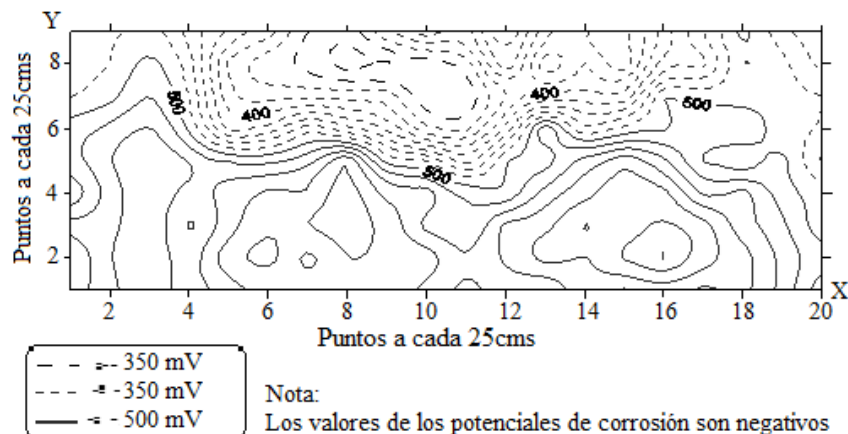


Figura 9. Mapeo de potenciales de la micropresa A

Micropresa B. En esta estructura, las isóneas revelan que en el extremo izquierdo y derecho se presentan potenciales de corrosión muy negativos con valores que van desde -350 mV hasta -500 mV, los que indican corrosión severa. En la parte superior derecha del mismo, se presentaron potenciales más negativos que -350 mV pero menos negativos que -500 mV, valores que se encuentran en un rango de alta probabilidad de corrosión a corrosión severa (Figura 10).

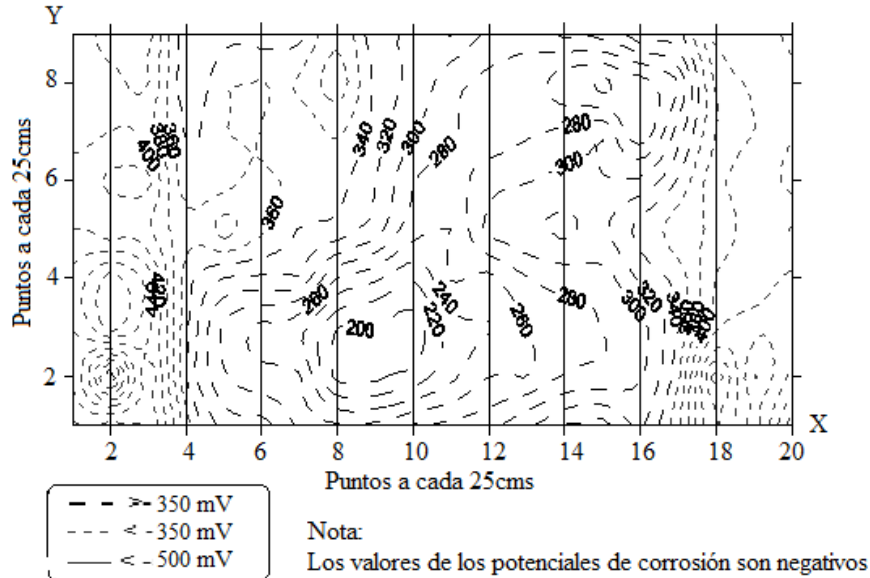


Figura 10. Mapeo de potenciales de la micropresa B

Micropresa C. Para realizar las lecturas de potenciales de corrosión en esta estructura, ésta se dividió en tableros y para cada uno de ellos se realizó el mapeo de potenciales; en algunos se refleja baja actividad corrosiva, teniendo potenciales que van desde los -8 mV y en las zonas con potenciales más altos se registraron hasta los -500 mV. En la Figura 11 se presenta el mapeo de la estructura completa. En la parte inferior izquierda del tablero se observan potenciales de corrosión más negativos que -350 mV y en el resto del muro existen potenciales menos negativos que -350 mV pero más negativos que -200 mV lo cual sugiere que la probabilidad de corrosión es de intermedia a severa.

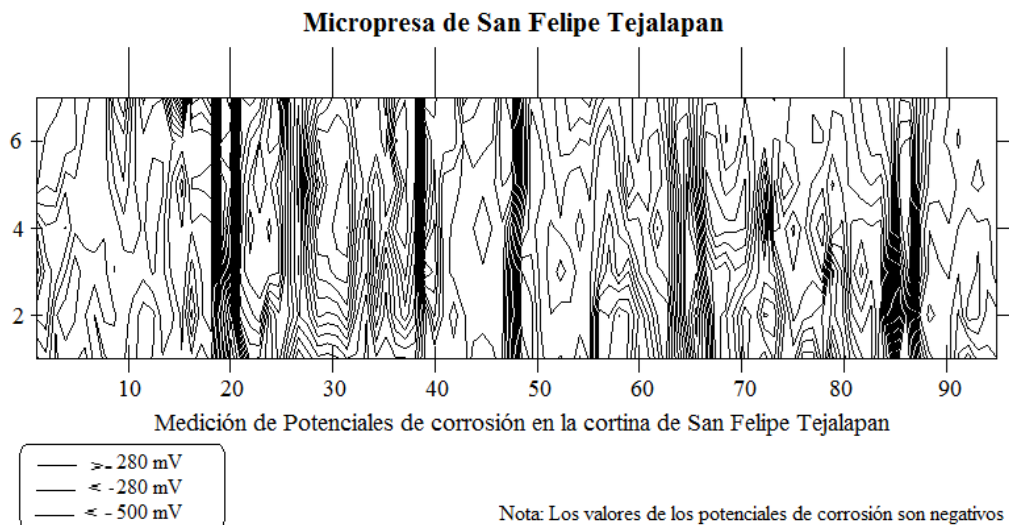


Figura 11. Mapeo de potenciales de la micropresa B

Micropresa D. Lo tanto los potenciales de corrosión registrados en esta estructura fueron positivos, solamente se observó corrosión localizada en algunas zonas. Es importante indicar que al momento de realizar la prueba la superficie de la estructura se encontraba seca y la temperatura ambiente era elevada, lo cual pudo afectar las medidas.

4. DISCUSIÓN

Con base en los resultados obtenidos, se infiere que el agente principal de la corrosión y deterioro de las micropresas fue el CO₂ del ambiente. El CO₂ provocó la carbonatación del mortero cemento-arena. La relación agua-cemento, la elección del agregado fino, el mezclado, colocado y curado, son algunos parámetros que determinan la porosidad del mortero. Es muy probable que la relación agua-cemento (0.60) de proyecto no se respetara o que se haya descuidado tanto la aplicación correcta de las capas de mortero como el curado, pues en la edificación de las micropresas externas, participaron campesinos y personas que no cuentan con conocimientos suficientes de construcción. El agrietamiento de las micropresas se atribuye a la porosidad de la matriz de ferrocemento, la expansión debida a gradientes térmicos, los esfuerzos mecánicos y los ciclos de humedecimiento y secado.

El éxito del ferrocemento como material de construcción para estructuras hidráulicas depende de la resistencia y durabilidad bajo cualquier condición ambiental, pues la matriz de él tiene 95 % o más influencia en el comportamiento final del producto, Al-Rifaie (2001). La porosidad del mortero puede ser reducida disminuyendo la relación agua-cemento con la correspondiente adición de un superplastificante para mantener su trabajabilidad. El uso de ceniza volante, escoria de alto horno y humo de sílice mejoran las propiedades de mortero y concreto, Vickridge (1998), Kumar (2002) y Aïtcin (2003). Lo anterior se tomará en cuenta para proyectos futuros.

5. CONCLUSIONES

La carbonatación del ferrocemento fue el principal mecanismo de corrosión del acero de refuerzo de las micropresas. La carbonatación originó corrosión uniforme y esto provocó la formación de grietas, la eflorescencia y las delaminaciones.

Con base en los resultados de las pruebas de inspección visual y potenciales de corrosión se concluye que en las micropresas de ferrocemento, consideradas en este estudio, existe un riesgo alto de corrosión.

6. AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen al Instituto Politécnico Nacional, el apoyo económico otorgado al proyecto de investigación: Aspectos de durabilidad y seguridad estructural para el mejoramiento de micropresas de ferrocemento (SIP 20080209 y SIP 20090592), del cual derivó el presente trabajo.

7. REFERENCIAS

- Aïtcin, P. C., (2003) *The durability characteristics of high performance concrete: a review*, Cement and concrete composites 25 (4-5) 409-420.
- Al-Rifaie, W. N. and Al-Shukur, A.H.K(2001) *Effects of Wetting and Drying Cycles in Fresh Water on the Flexural Strength of Ferrocement*, Journal of Ferrocement, 31 (2) 101-108.
- Austriaco, L.R. (2001) *Evolution of Ferrocement*, Journal of ferrocement 31 (4).

- Caballero, T. (2005) Ciclos de saturación en agua salada y secado en horno para definir el armado de elementos precolados de mortero cemento-arena para viviendas, Poster, Ecomateriales, Santa Clara, Cuba.
- Caballero, T., Jimenez, T., Ortiz M. y Morales, V. (2001) Pantallas de ferrocemento para la captación de agua de lluvia, IPN SIBEJ, 92 p. Oaxaca-Mexico
- Fernandez, A. (1996) Ferrocement research and development in Oaxaca, México, Journal of Ferrocement 31 (2).
- Fernandez, A. (1998) Regional Progress Report-Mexico, in Antoine E. Naaman (Ed), Six International Symposium on Ferrocement, 589-592, University of Michigan., Ann Arbor.
- Fontana, M. Corrosion Engineering (1986), Mc Graw Hill, U.S.A.
- Kumar, P.R. Seshu, D.R. and Rao, C.B.K (2002) Studies on High Performance Mortar Mixes Part 1, Strength and Flow Characteristics and Part 2 Shrinkage and Sorbtivity Characteristics, Journal of Ferrocement, 32(3), 205-231.
- Mathews, M. S. (1993) Durability studies on ferrocement", Journal of ferrocement 23 (1).
- Nedwell, P. and Nicol, R. (2006) The Use of X-Rays in the Investigation of Ferrocement" in P. Nimityongskul (Ed), Eighth International Symposium and Workshop on Ferrocement and Thin Reinforced Cement Composites, 571-583, Bangkok, Thailand.
- Rajamane, N.P., (2003) Application of Ferrocemnet and Polymeric Materials for Repair of Corrosion Damaged Hiperboloid Overhead Water Tank Structure", Journal of ferrocement 33(1).
- Sumrerng, R. (2006) Strength and Carbonation of Ternary Blended Portland Rice Husk Ash and Fly Ash cement mortar, in P. Nimityongskul (Ed), Eighth International Symposium and Workshop on Ferrocement and Thin Reinforced Cement Composites, 525-533, Bangkok, Thailand.
- Vickridge, I.G., Nakassa, A. S. and Turner, H. (1998) High durability Ferrocement, in A. E. Naaman (Ed), Sixth International Symposium on Ferrocement. Universidad of Michigan, 297-312, Ann Arbor, U.S.A.
- Vickridge, I. G. and Ranjbar, M. M. (1998a) The combined effect of crack, load and aggressive environment on the corrosion rate of ferrocement reinforcement, in A. E. Naaman (Ed), Six International Symposium on Ferrocement, p.329-343, University of Michigan, Ann Arbor, U.S.A.
- Vickridge, I. G. and Ranjbar, M. M. (1998b) The effect of an aggressive environment on the flexural performance of ferrocement, in A. E. Naaman (Ed), Six International Symposium on Ferrocement, p.213-328, University of Michigan, Ann Arbor, U.S.A.



Revista ALCONPAT

www.revistaalconpat.org

eISSN 2007-6835



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

Recuperação das estruturas de chaminés de concreto em áreas industriais sem interromper a produção

J. E. de Aguiar¹, R. Q. V. Marques²

¹Recuperação Serviços Especiais de Engenharia Ltda. Rua Paulo Afonso, nº 225, Bairro Santo Antônio, Cep 30350-060, Belo Horizonte / Minas Gerais.

²Gerência de Manutenção de Refratários e Civil da Usiminas. Av. Pedro Linhares Gomes, nº 5431, Bairro Usiminas, Cep 35160-900, Ipatinga / Minas Gerais.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1.i1.5>

Artículo recibido el 15 de Agosto de 2010, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 10 de Noviembre de 2010. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2011

© 2011 Alconpat Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 1, Enero – Abril 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 Enero 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

As quedas de materiais das chaminés causam problemas sérios dentro de uma planta industrial. O principal deles é o choque térmico devido ao contato das águas frias das chuvas com as superfícies quentes dos topos das chaminés que causam esfacelamentos nos anéis superiores dessas estruturas, tendo como conseqüências as quedas de placas de concreto no solo. Observam-se também deteriorações ao longo do corpo das estruturas, como fissuras e destacamentos de concreto por causa dos processos corrosivos das armaduras, além da degradação dos elementos metálicos, como escadas de acesso, plataformas para manutenção, pára-raios e os suportes de sinalização, corroídos pela ação do tempo. Este trabalho apresenta as tecnologias inovadoras adotadas por uma usina siderúrgica no Brasil para realizar as diagnoses estruturais, tendo como base os estudos das temperaturas por termografia com câmara de infravermelho, a inspeção por alpinistas profissionais e telescópio de alto alcance, ensaios não destrutivos, etc. São mostrados também os principais tópicos dos projetos de recuperação e as técnicas utilizadas nas intervenções de reparo que visam restabelecer a integridade das estruturas, levando em consideração que as obras são realizadas sem a paralisação das atividades das chaminés, envolvendo temperaturas superiores a 250°C e a emissão de gases tóxicos.

Palavras-chave: concreto; chaminés; estruturas.

Autor de contacto: José Eduardo de Aguiar (aguiar@recuperacao.com.br)

1. INTRODUÇÃO

A planta industrial da Siderúrgica Usiminas, localizada no município de Ipatinga, Estado de Minas Gérias, Brasil, é constituída, em sua maioria, por estruturas de concreto armado executadas a partir de 1960. As estruturas, por serem antigas, e estarem localizadas dentro de um ambiente atmosférico de muita agressividade, vêm sofrendo deteriorações ao longo dos anos, com a paulatina degradação do concreto. Dentre as diversas estruturas existentes sobressaem-se as chaminés, não só devido às suas alturas, algumas chegam até 120 metros, mas por serem focos de grandes problemas, sendo o maior deles, a queda de blocos de concreto do topo. Além disto, observam-se deteriorações ao longo do corpo das chaminés, como fissuras e destacamentos devido ao processo corrosivo das armaduras, além da lenta degradação dos elementos metálicos como as escadas de acesso, plataformas, pára-raios e suportes das luzes de sinalização.

Este trabalho apresenta as tecnologias que são utilizadas para inspecionar, estudar e diagnosticar as causas dos problemas, possibilitando a elaboração de um projeto de recuperação, além das principais técnicas adotadas nas intervenções de reparo, que são executadas com as chaminés em funcionamento, com incidência de temperatura no topo acima de 200°C e emanção dos gases provenientes do processo industrial.

2. TECNOLOGIAS UTILIZADAS PARA A INSPEÇÃO

A primeira etapa dos estudos é a inspeção das chaminés, sendo, para isto, utilizadas diversas técnicas para se obter as informações referentes às condições das áreas externas e internas, particularmente a situação do topo, ressaltando que estas inspeções são realizadas antes da instalação de qualquer equipamento de acesso nas chaminés.

Para a inspeção das superfícies externas, rastreando e cadastrando todas as patologias ao longo do corpo das chaminés, a técnica mais eficiente é a utilização de aparelhos óticos, como binóculos e telescópio de grande potência, como o mostrado na figura 1, que possui potência de aumento de 660 vezes.



Figura 1. Telescópio para inspeção das superfícies externas.

Para avaliar a situação do topo das chaminés, pode-se utilizar um vôo de helicóptero, obtendo-se fotos como a da figura 2. Esta técnica tem a desvantagem de ser muito cara e a aeronave não poder ficar sobre o topo da estrutura por causa das fumaças e temperaturas.

A técnica mais recomendada é a inspeção visual feita por alpinista profissional, especializado em trabalhos em alturas, equipado com todos os acessórios de segurança, como cintos especiais,

medidores de gases, etc. Na figura 3 observa-se a subida de um destes profissionais pela escada metálica, sem a adequada proteção para as costas.



Figura 2. Foto aérea de um topo de chaminé obtida em vôo de helicóptero.



Figura 3. Inspeção por alpinista profissional

Como não há paralisação das atividades das chaminés, é impossível inspecionar visualmente as superfícies internas. Por causa desta situação foram estudadas varias técnicas para avaliar as condições destas superfícies, sendo a que apresentou os melhores resultados foi a termografia.

Esta técnica utiliza uma câmera termográfica, que capta imagens e mede a energia térmica emitida pelas superfícies externas das chaminés, através de um padrão de cores. Como as chaminés são revestidas por tijolos refratários para proteger a parte interna da estrutura de concreto contra as altas temperaturas, a termografia nos possibilita identificar falhas nos refratários que podem estar afetando o concreto das chaminés.

A câmera de termografia é um dispositivo que detecta emissão de onda de calor, converte em sinal eletrônico, produzindo imagens digitais e executa cálculos de temperatura. O calor detectado é medido de forma precisa, monitorando o comportamento térmico das estruturas e identificando problemas de aquecimentos anormais.

As imagens externas das chaminés são mostradas em um mapa de temperaturas, no qual as suas variações correspondem às diferenças de energias radiantes. Na figura 4 observa-se uma chaminé com uma homogeneidade de temperatura ao longo de todo o corpo da estrutura, denotando não haver problemas com os refratários, enquanto na figura 5 verifica-se um aumento localizado de temperatura no topo, indicando haver falhas no revestimento interno naquela região. Este fato foi comprovado pela inspeção visual feita pelo alpinismo industrial, quando foi verificada a queda de tijolos refratários na parte interna do topo, conforme figura 6.



Figura 4. Termograma desta chaminé mostra uma homogeneidade de temperatura.



Figura 5. Termograma indica um aumento de temperatura no topo



Figura 6. Queda de tijolos refratários no topo, conforme indicado no termograma da figura 5

3. ENSAIOS DE AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DO CONCRETO

Somente após a instalação dos equipamentos de acesso ao alto das chaminés é possível realizar ensaios para caracterizar e avaliar a durabilidade do concreto.

Em situações normais utiliza-se um pacômetro para rastreamento nas superfícies externas, localizando as armaduras e medindo-se a espessura da camada de cobrimento das barras de aço. Em seguida são feitas extrações de corpos de prova da parede das chaminés para serem enviadas ao laboratório (figura 7), onde são feitas inspeções visuais, medição da profundidade da frente de carbonatação através da evidência de fenolftaleína, medição do teor de cloretos e sulfatos, etc.



Figura 7. Extração de corpos de prova em uma junta de concretagem de uma chaminé

Outros ensaios podem ser utilizados em situações especiais, como por exemplo, avaliar a profundidade de fissuras ou a compacidade do concreto por ultra-sonografia, dependendo da necessidade.

4. PRINCIPAIS DIAGNÓSTICOS

Cada chaminé possui suas particularidades, mas de um modo geral os principais problemas são quedas de blocos do topo, fissuras e destacamentos ao longo do corpo das chaminés.

A causa principal das quedas de blocos de concreto do topo é o choque térmico que ocorre devido ao contato das águas frias das chuvas com as superfícies quentes dos anéis superiores, que esfacelam o concreto do topo das chaminés, levando à queda de blocos, principalmente, quando não há nenhuma proteção (figura 8).

Os destacamentos de concreto ao longo do corpo das chaminés têm como origem a expansão das armaduras devido ao processo corrosivo, causados geralmente pela deficiência de espessura da camada de cobrimento ou por falta de adequada compactação do concreto, como no caso das segregações e ninhos de brita (figura 9).



Figura 8. Esfacelamento do topo por causa do choque térmico



Figura 9. Destacamentos do concreto por causa da corrosão das armaduras

A presença de fissuras é muito comum nas chaminés por várias causas, que podem ter origem em falhas de projeto ou de execução. Surgem em função da presença de altas temperaturas e do movimento das estruturas em função dos ventos, particularmente as mais altas.

5. PRINCIPAIS INTERVENÇÕES DE REPARO REALIZADAS

Apresentamos as principais intervenções para restabelecer a funcionalidade, estabilidade e durabilidade das estruturas, projetadas em função dos resultados obtidos nos diagnósticos estruturais, lembrando que os trabalhos são feitos sem paralisar as atividades das chaminés em nenhum momento.

5.1 Equipamentos de acesso ao topo das chaminés

Para acesso ao topo das chaminés são instaladas duas plataformas de elevação elétrica por cremalheiras (tipo HEK), colocadas em lados opostos da chaminé, abrangendo toda a sua extensão. Nas figuras 10 e 11 pode-se observar estes detalhes.



Figura 10. Equipamentos de acesso utilizados nos trabalhos de reparo.

Para alcançar as áreas fora da projeção das plataformas e acessar as demais áreas de trabalho, são instalados balancins elétricos, fixados na estrutura.

5.2 Instalação de plataformas de trabalho

As intervenções de reparo sempre começam pelo topo, e para que isto seja possível tem de ser instalada naquele local uma plataforma de serviço, e que ficará permanente, sendo utilizada futuramente como plataforma de manutenção, onde serão instaladas as luzes de sinalização, pára-raios, etc (figura 11). Em algumas situações são projetadas plataformas intermediárias, normalmente utilizadas para monitoramento da emissão de particulados na atmosfera.



Figura 11. Construção da plataforma de serviço no topo da chaminé

5.3 Recuperação dos topos das chaminés

Após a instalação da plataforma de serviço começa a recuperação do topo das chaminés. Os funcionários utilizam roupas especiais para suportar as temperaturas elevadas e máscaras de linha, com ar comprimido, devido aos gases emanados pelo processo industrial.

O concreto comprometido do anel superior deve ser integralmente demolido utilizando rompedores elétricos ou pneumáticos, tomando-se os cuidados necessários para que o material demolido não caia no fosso da chaminé, nem na abertura do colchão de ar, que é o canal de resfriamento que fica entre a parede de concreto e os tijolos refratários. As armaduras devem ser, se possível, preservadas e tratadas, enquanto os refratários danificados devem ser substituídos ou corrigidos (figura 12).



Figura 12. O concreto comprometido é demolido

As chaminés, em geral, são projetadas com uma pequena aba no topo, em balanço, engastada na parede, sem apoiar-se nos tijolos refratários. O objetivo deste aparato é evitar a entrada de água pela abertura de colchão de ar entre os refratários e o concreto. Esta aba é também demolida, e em seu lugar é instalada uma chapa metálica. Portanto, as armaduras da aba deverão ser removidas, ficando somente as da parede após a limpeza e reposicionamento das armaduras remanescentes da parede, as barras com perda significativa de seção são reforçadas através da instalação de novas barras (figura 13). Todas as armaduras recebem uma pintura de proteção, pois ficam expostas ao meio ambiente até a concretagem.



Figura 13. Os tijolos refratários são reposicionados, assim como as armaduras da parede

A contenção do concreto de reconstituição deve ser feita com fôrmas metálicas pré-fabricadas em aço inox, divididas em módulos, que serão transportados até o topo nas plataformas elétricas. São utilizadas fôrmas internas e externas, que ficam permanentes no topo (figura 14).



Figura 14. Instalação dos módulos das fôrmas internas e externas em aço inox.

A reconstituição do concreto é feita com concreto aluminoso, pois este material, além de suportar altas temperaturas (1.200°C), resiste aos choques térmicos. Para proteger o concreto da alta temperatura interna da chaminé, particularmente no estado ainda plástico, evitando a rápida evaporação da água de amassamento, devem ser colados tecidos de fibras cerâmicas nas faces internas das fôrmas. O concreto pode ser bombeado até o topo, mas o mais conveniente é levá-lo pelas plataformas, pois o volume de concreto normalmente é pequeno. A cura é feita através da aspersão de película química (figura 15). Depois da concretagem serão instaladas as chapas metálicas de proteção do topo da chaminé, também em inox, substituindo as abas de concreto existentes anteriormente.



Figura 15. Reconstituição da parede com concreto aluminoso



Figura 16. São instaladas chapas de proteção em inox do topo

5.4 Recuperação do corpo das chaminés

O trabalho de recuperação das patologias localizadas ao longo do corpo das chaminés pode ser feito durante o reparo do topo ou após este. Para uma melhor visualização das patologias e remoção dos destacamentos é feito um jateamento de escória de cobre úmida em todas as superfícies externas da chaminé. As partes soltas e comprometidas são removidas por demolição utilizando rompedores elétricos, deixando na estrutura somente concreto íntegro. As áreas com armaduras em processo de corrosão são tratadas da forma tradicional: lixando-se as barras de aço descobertas até a remoção dos produtos de corrosão incrustados, saturando-se o substrato e preenchendo as cavidades rasas com argamassa polimérica (figura 17) e as profundas com graute de cimento (figura 18), seguindo-se uma cura química. As fissuras, sem presença de corrosão de armaduras em seu interior, são seladas com argamassa polimérica.



Figura 17. Preenchimento das cavidades rasa com argamassa polimérica



Figura 18. Preenchimento das cavidades profundas com graute de cimento

Após as patologias serem corrigidas é aplicado em todas as superfícies externas um revestimento cimentício polimérico flexível, com objetivo de uniformizar todas as áreas reparadas e ser uma barreira protetora adicional ao concreto. Necesita ser flexível por causa das movimentações das estruturas, principalmente as mais altas.



Figura 19. Aplicação de um revestimento polimérico elástico nas superfícies

5.5 Pintura das superfícies de concreto

A metade superior da chaminé recebe uma pintura de sinalização utilizando um primer (mastique epóxi) e duas demãos de acabamento com tinta de poliuretano alifático, em anéis vermelhos e brancos, enquanto a metade inferior é pintada na cor de concreto utilizando o mesmo sistema ou uma pintura com reparo mineral.



Figura 20. Aspecto final de uma chaminé recuperada

As partes metálicas como escadas de acesso, plataformas intermediárias, pára-raios, etc, devem ser instaladas e pintadas antes da pintura das superfícies de concreto, sendo esta a última parte do trabalho.

6. CONCLUSÃO

As tecnologias apresentadas variam de caso para caso, uma vez que cada chaminé apresenta suas particularidades em função de sua altura, concepção do projeto e métodos construtivos. A Siderúrgica Usiminas, até a data de elaboração deste trabalho técnico, havia feito inspeções em vinte e duas chaminés e intervenções de reparo em sete.

Ao longo do período de execução das intervenções (2006 a 2008) constatou-se a necessidade de se fazer pequenos ajustes e correções no projeto, frutos do aprendizado de um trabalho arrojado e pioneiro, sendo que os maiores problemas enfrentados são os movimentos das chaminés, por causa dos ventos que causam fissuras nos reparos, as altas temperaturas nas superfícies externas, que obrigam a aplicação dos materiais sobre substratos com temperaturas acima do adequado, mesmo tendo as chaminés revestimentos refratários na parte interna e, por último, a necessidade de realizar as intervenções sem paralisar as atividades industriais, tornando um desafio árduo de ser vencido.

7. REFERÊNCIAS

AGUIAR, J.; QUINTANA, Roberto (2006), Diagnóstico das condições das chaminés de concreto de uma siderúrgica. 6º Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo, EPUSP, 2006.
AGUIAR, J.; QUINTANA, Roberto (2007), Implantação de um Plano de Manutenção das Estruturas de Concreto de uma Siderúrgica In: 48º Congresso Brasileiro do Concreto. Bento Gonçalves, Rio Grande do Sul, IBRACON.



Plan integral de mantenimiento preventivo en las instalaciones del museo arte contemporaneo-maczul

L. Ramírez¹, M. Sánchez², A. Perozo³

¹Otepi Consultores S.A. Zona Rental de la Universidad Metropolitana, Caracas.

²Centro de Estudios de Corrosión-Universidad del Zulia-Maracaibo-Venezuela.

³Gerencia de mantenimiento, Posgrado de Ingeniería-Universidad del Zulia.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1.i1.6>

Artículo recibido el 31 de Agosto de 2010, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 01 de Diciembre de 2010. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2011

© 2011 Alconpat Internacional

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 1, Enero – Abril 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 Enero 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.

RESUMEN

La necesidad de preservación de las instalaciones de un museo está unida al atractivo propio del mismo y debe reflejar en todo sentido la naturaleza de la función para la cual fue creado. Para ello se debe tener en cuenta una serie de variables y parámetros según las particulares y exigencias que tienen las edificaciones de los museos, al prestar el servicio para el cual han sido destinados, así como sus elementos más relevantes en cuanto infraestructura y servicios, que va más allá del simple buen estado y funcionamiento de los mismos. En este sentido se ha preparado las bases metodológicas de un modelo de integral mantenimiento para el museo de arte contemporáneo del Zulia (MACZUL) que incluya tanto la preservación de la apariencia física externa de las instalaciones del museo, de los sistemas y bienes que sirvan de apoyo a su labor, así como lo referente al resguardo de las áreas de exposición de las obras, según la naturaleza y materiales de que están elaboradas, de manera que permanezcan en el mejor estado de conservación. En los servicios que se brindan al público, se debe usar las bases de datos como herramienta auxiliar de soporte para el manejo y gestión de la información. El desarrollo de este modelo y la herramienta de apoyo propuesta permiten formular un sistema de manejo de información, suficientemente ágil y flexible, con la aplicación y uso las bases de datos como herramienta básica de soporte para construir la estructura administrativa de gestión de la información del plan de mantenimiento del museo junto a las tareas propias del proceso y estructura del mantenimiento. Un aspecto adicional que amerita particular atención son las condiciones ambientales particularmente críticas a la cual está expuesta la estructura externa del MACZUL, las cuales añaden y promueven un alto grado de corrosión.

Palabras clave: museos; preservación; mantenimiento preventivo integral; estructura administrativa de gestión de información; bases de datos.

ABSTRACT

The preservation of infrastructure for museums must consider the specific conditions and needs during the service life of the building. This works shows the preparation of the methodological basis for an integral model for the maintenance of the Contemporary Art Museum of Zulia (MACZUL), which includes the preservation of the external aesthetic features, the systems that support its functions, and the exhibition areas. The development of the model and the proposed tool of support allows the formulation of an agile system to set up an administrative structure for the information management for the maintenance plan. The environmental conditions require special attention with regards to the soundness of the structure, as these favor corrosion process.

Key words: Museums, preservation, integral preventive maintenance, administrative structure for information management, databases.

Autor de contacto: Miguel Sánchez (miguelcvc@yahoo.com)

1. INTRODUCCION

Los museos de arte son instituciones de carácter artístico y cultural destinados a ofrecer a la colectividad un lugar adecuado y un ambiente idóneo que permita y facilite el intercambio al público en general las diversas manifestaciones artísticas, con sus principales exponentes y representantes y sus trabajos más relevantes en las diversas ramas de la pictografía, escultura, arte folklórico, tradicional o de vanguardia, tanto nacional como internacional (Lucena 1999).

La naturaleza y funciones propias de las instalaciones de un museo deben estar unidas y en armonía al atractivo propio de las obras que el mismo debe mostrar. Debe reflejar, en todo momento tanto en lo externo como distribución funcional interna, la naturaleza y la función para la cual ha sido creado: La exposición y preservación de los bienes culturales y las obras del patrimonio artístico y cultural de una nación.

Esta ambición exige (como en toda edificación) diseñar y elaborar un plan de mantenimiento y cuidado que integre tanto la apariencia física externa de las instalaciones del museo, sistemas y bienes inmobiliarios que sirven de apoyo a su labor, servicios que ha de brindar al público así como de los sistemas y equipos responsables del control de las condiciones ambientales de luz, temperatura, humedad, seguridad y acondicionamiento de las áreas de exposición y almacenamiento de las obras según la naturaleza y tipo de materiales, en que están elaboradas y a las que son las responsables de garantizar el ambiente idóneo, para la permanencia y preservación de las colecciones en el mejor estado de conservación durante el mayor tiempo posible (CONAC 1992, Provenzali 2000).

Estas condiciones óptimas del ambiente (humedad, temperatura, nivel de exposición a la luz, control de plagas, etc.) son de particular importancia para la misión que cumplen los museos en las diversas áreas del museo tanto en las áreas administrativas, como en las de exposición, depósito, laboratorios y/o talleres de tratamiento y preservación etc. Por otro lado, nunca se insistirá demasiado en la necesidad de sensibilizar a la sociedad para la conservación de su patrimonio artístico cultural, sea este el propio de la nación o cualquier otro más allá de sus fronteras. La sensibilización en este legado permitirá apreciar con mayor fuerza las experiencias que enriquecen la identidad, y los valores de la cultura de un pueblo, que son luego la base sobre la cual se sustentarán logros y realizaciones históricas futuras. Adicionalmente, el estado de conservación del patrimonio cultural es en esencia el testimonio principal de vitalidad de la memoria y la identidad de la nación. El desarrollo y la evolución por una parte de una legislación para su salvaguarda el desarrollo institucional correspondiente y la participación de la ciudadanía en su preservación, expresan la evolución cultural y cívica de la población y por consiguiente su nivel de conciencia acerca de su significado y valor en el desarrollo del país (Consejo Internacional de Museos 1993).

Este trabajo trata del interés, por enmarcar los planteamientos hechos dentro del ámbito actual de atención a las instituciones, que tienen como tarea la difusión educativa del patrimonio artístico y cultural como son los Museos, y en particular del Museo de Arte Contemporáneo del Zulia (MACZUL), quien debe aportar un esquema de trabajo, que racionalmente ayude a la preservación en el mayor tiempo posible de las instalaciones del Museo y por ende de las colecciones artísticas bajo su custodia.

2. PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL

2.1. Consideraciones de diseño de la base de datos para el Plan de Mantenimiento del Museo

A través del presente estudio se realizan diversos planteamientos que en principio están dirigidos para la elaboración de un Plan de Mantenimiento de perspectiva amplia, que se puede ajustar en primer lugar a las condiciones y peculiaridades de cualquier Museo, usando como referencia al MACZUL, por ser este un ejemplo que reúne en si mismo todas los servicios que exige una edificación de tal naturaleza, con todos sus complejos aspectos y requerimientos de índole funcional y operativa, y que puede ser extensivo a cualquier Museo, que sea similar o más modesto en su infraestructura y de menor alcance en los servicios que presta (Fundación MACZUL 2000, MACZUL 1999).

Sin embargo, las propuestas señaladas en este trabajo distan mucho de cubrir la gran cantidad de aspectos puntuales y particulares que aún deben ser incorporados en el Plan de Mantenimiento Integral. El mismo soporte de gestión de la información propuesta, es decir la base de datos, exigirá una continua revisión para irse adaptando a estas particularidades que inevitablemente se presentarán durante el uso e implementación del plan de mantenimiento (Morrow 1984, Nava 1996, Perozo, A. 1999, Figueroa et.al., 2002, Stewart 1968).

En la elaboración de las tablas, debe estar muy unido un conocimiento exacto de las relaciones que existen en los equipos, sistemas, áreas, recursos humanos y materiales, así como de los costos asociados y el financiamiento disponible, que garantice el éxito final de su implementación, al margen de las consideraciones de índole político-cultural a la cual deben enfrentarse las iniciativas culturales en un país como el nuestro.

En el caso de la especificación clara y precisa de los diversos modos en que se dan las relaciones entre los sistemas y componentes del Museo, cabe destacar, que la determinación de estas relaciones deben seguir los criterios lógicos matemáticos de las relaciones uno a uno, uno a varios o varios a uno. Estas comprenden la forma en cómo se vinculan los elementos de dos tablas que corresponden dentro de un mismo género en el estudio, pero tienen dos temáticas distintas. Esto último, es clave para alcanzar una técnica de diseño eficiente, que permita una base de datos que enlace los datos en la misma forma. Tal es el caso del Sistema de Control de Ambiente y Temperatura, el cual básicamente comprende entre otros sistemas del Aire Acondicionado, se observa que, tal y como se ha señalado en apartado de clasificación de los Equipos de Aire acondicionado, que los equipos que lo constituyen, se encuentran a su vez clasificados en subsistemas con funciones particulares distintas, tales como la “ductería metálica” encargada de transferir el aire frío a los diversos ambientes, o el de la tubería encargada de llevar el agua helada a cada unidad manejadora de aire, que a su vez es producida desde los equipos enfriadores llamados técnicamente Chillers. Ahora bien, entre estos subsistemas se establecen relaciones dependientes de tipo operativo, en cuanto al objetivo de controlar la temperatura ambiental, pero que en sí mismos representan unidades operacionales independientes en cuanto a su propio funcionamiento si se les desvincula del objetivo ya señalado.

No obstante, es necesario determinar la forma en que se relacionan todos los elementos, primero en cada subsistema y luego con los subsistemas adyacentes, adicionalmente deben asociarse a estas relaciones, los eventos fortuitos o controlados que se presentaran y las acciones y registros que a partir de ello se generan. Todo esto debe quedar claramente reflejado en el diseño y elaboración de las tablas, de manera que pueda establecerse las relaciones lógicas (1 a 1; 1 a varios (∞); varios (∞) a 1; etc.) que se dan entre los elementos de dos subsistemas distintos mediante un mecanismo de enlace diseñado para tal propósito que permita a su vez, determinar la ruta de eventos con sus respectivos archivos de registro.

Las bases de datos relacionales permiten resolver en forma eficiente y amigable este objetivo. Antes que fueran desarrolladas las bases de datos relacionales, había que controlar las relaciones entre los archivos o tablas de forma manual. Por ejemplo: era necesario ubicar los datos del equipo en la tabla Equipos A/ACC y a continuación buscarse el registro coincidente con la tabla que lleva el control de las Solicitudes de Servicio de Mantenimiento para ese equipo en particular. Con un buen diseño las base de datos (Ramez 1997) relacionales resuelven este problema sin tenerse que preocupar por la forma en que deben enlazarse los datos, tal como se presenta en la Figura 1.

Mediante esta interacción es donde interviene la necesidad de alcanzar el buen diseño del código asignado a cada equipo, el cual es una pequeña y breve información incorporada a cada tabla, como la que se presenta en la Tabla 1, diseñada de forma tal que permite enlazar las tablas como por ejemplo los campos Identificación del Equipo (IDEquipo) con ID de la Solicitud de Servicio o el reporte de falla o la orden de trabajo a la cual diera origen. Estos códigos o campos de “enlace” en las tablas se denominan claves *externas o ajenas*.

Tabla 1. Formato de Planilla de Codificación

Museo de Arte Contemporáneo Dpto. De Mantenimiento	PLANILLA DE CODIFICACIÓN	Formato N° Hoja:
Área: Sistema:	Zona	Responsable: Responsable: Firma: Fecha: ____/____/____

CÓDIGO	DESCRIPCIÓN

En una base de datos (BD) bien diseñada, las claves externas dan como resultado una mayor eficiencia. Se puede controlar las claves externas relacionadas cuando se inicia el diseño de la correspondiente base de datos. Cuando se define las tablas en la BD, se debe enlazar la clave principal (código de identificación) con las claves ajenas para indicar a la BD la forma en que se tendrá que unir los datos cuando se necesita obtener información procedente de más de una tabla, tal como se presenta en la Figura2.

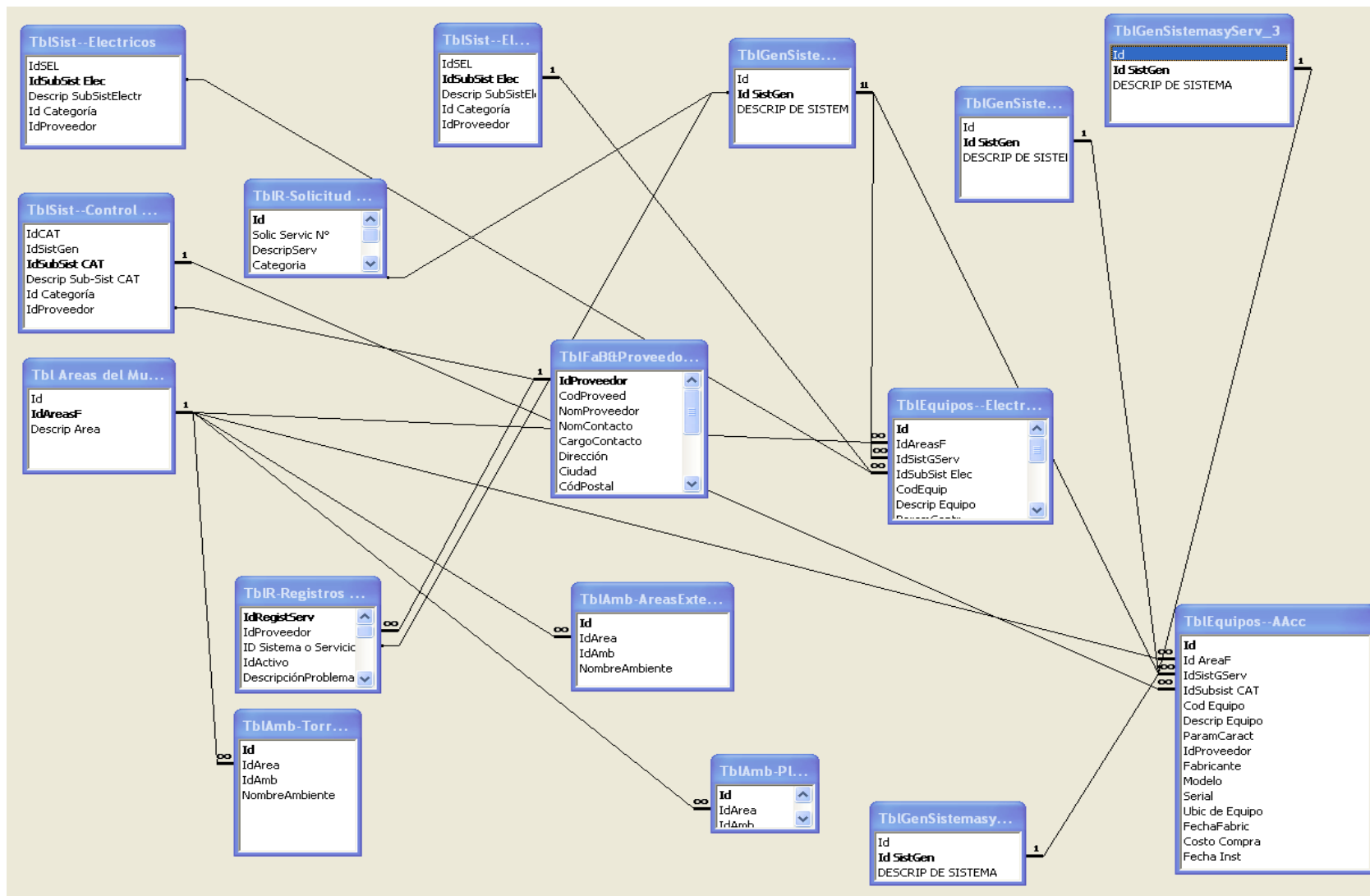


Figura 1. Relaciones entre las diferentes Tablas de la Base de Datos Generada para el Plan de Mantenimiento del Museo

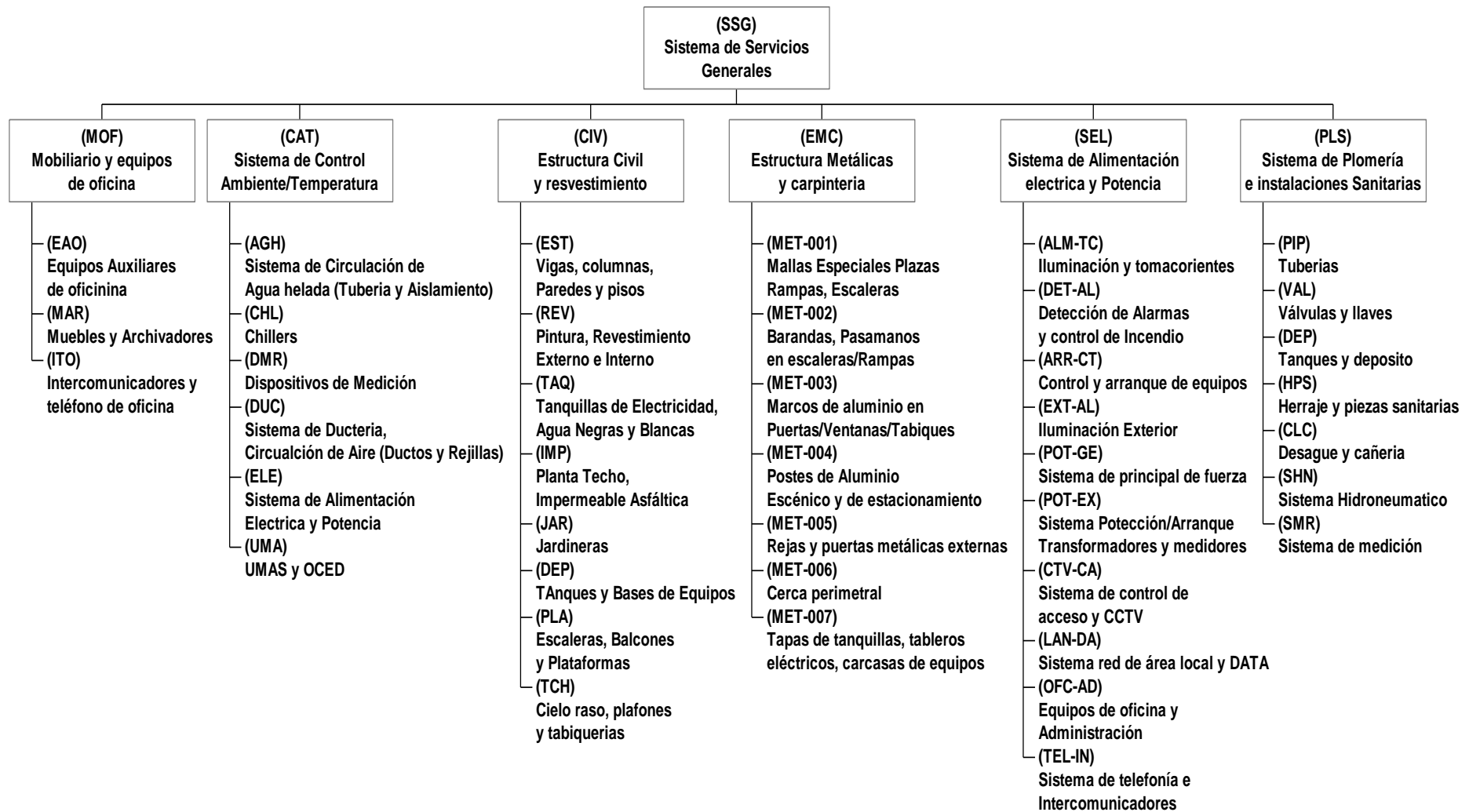


Figura 2. Esquema de Codificación para los diversos elementos de cada uno de los Subsistemas del Sistema de Servicios Generales

En la mayoría de los casos, la relación eficiente entre dos tablas es uno a varios. Es decir, para cualquier registro de la Tabla 1, existen varios registros relacionados en la Tabla 2, pero para cualquier registro de la Tabla 2, existe solamente un registro coincidente en la Tabla 1. En el diseño de la BD del Museo se puede tener varios subsistemas pertenecientes, por ejemplo, al Sistema de Aire Acondicionado, a los cuales se encuentran asignados todos los equipos pertenecientes a cada subsistema. Un subsistema cualquiera tendrá asignados varios equipos que le pertenecen al mismo, pero un determinado equipo solo pertenecerá a un solo subsistema, tal como se representa en la Tabla 2.

El estudio ha tratado de determinar las particularidades y exigencias que tiene el Museo para el prestar el servicio al cual está destinada, así como sus elementos más relevantes en cuanto infraestructura y servicios.

Se pretende primero resaltar la necesidad de afrontar el tema del mantenimiento del Museo según los criterios de la Gerencia de Mantenimiento moderna, mediante el uso de una estructura de gestión de la información, exigente, que de forma flexible, ágil, eficaz y a bajo costo, ayude a elaborar el análisis y la planificación del mantenimiento en forma eficiente en este tipo de instituciones. Para ello se han elaborado en primer lugar clasificaciones de los elementos que intervienen o conforman en el museo, formatos que ayuden a recopilar la información que debe incorporarse a la estructura de gestión de la información (Tablas 3, 4, 5 y 6, Figura 3).

3. RESULTADOS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Se han dado en el presente trabajo los criterios y metodologías que permiten la elaboración y uso de las bases de datos y sus técnicas diseño como recurso poderoso para procesar grandes volúmenes de información en forma rápida y eficaz, usando el computador como poderosa herramienta y cuyo uso actualmente masificada mediante soluciones de software que facilitan la ejecución casi doméstica de procesos automatizados de control manejo y supervisión pero no por eso menos sofisticados en sus resultados inmediatos.

El aporte más destacado al llevar a cabo la elaboración de una BD consiste, en que el mismo exige primeramente el levantamiento y registro de todos los activos en equipos y sistemas de la edificación museística, facilitando la tarea de llevar el registro histórico y control de los diversos eventos que van presentándose en estos últimos, durante la vida misma de la edificación, así como de sus sistemas de apoyo y servicios. Esto constituye el soporte básico para la elaboración de las metodologías y procedimientos requeridos para un plan de mantenimiento.

Ciertamente, el registro histórico y estadístico de los eventos asociados a cada una de las áreas de sistemas y servicios en cualquier edificación o infraestructura (sea esta museística o de cualquier tipo) genera un gran volumen de información que puede llegar a desbordar la capacidad de procesamiento de la misma. Es aquí donde las bases de datos presentan su mayor potencial de uso como herramienta, ya que permiten organizar, clasificar, jerarquizar y evaluar los aspectos y parámetros esenciales que deben ser contralados en un plan de mantenimiento de modo inmediato y preciso, de forma breve y confiable y dirigida a los aspectos esenciales del mismo.

Como consecuencia de lo anterior, se lleva a cabo la optimización en el uso de los recursos disponibles (humanos, materiales y la planificación asociada de trabajos y actividades requeridos así como de los costos económicos, amen de los ahorros de tiempo implícitos por la implementación oportuna de planes de mantenimiento preventivos).

Actualmente existen desarrollos de software en el mercado orientados hacia el área de mantenimiento, de cierta importancia, pero en su mayor parte son sistemas desarrollados bajo una estructura cerrada, dirigidos básicamente hacia la industrias o empresas productoras de bienes y consumos y aunque quizá algunos de ellos pueden adaptarse a los requerimientos de instituciones

tales como los museos, exigen de cierta inversión de dinero, tiempo y entrenamiento que en la mayoría de los casos resulta oneroso y poco práctico.

Tabla 2. Distribución de Equipos Principales de Cada Sistema o Servicio

Sistemas de Control Ambiental y Temperatura	001
<ul style="list-style-type: none"> • Equipos de A/Acc local: (UMAS, UCED) Extractores, Ventiladores deshumificadores. • Equipos de Control de Temperatura: Termostatos, etc. • Equipos de Distribución de Aire: Ductos y Rejillas. • Equipos de Transferencia de Temperatura: Tuberías de Agua helada • Revestimientos Aislantes Rejillas de Ventilación. 	
Servicio de Aguas Blancas e Instalaciones Sanitarias	002
<ul style="list-style-type: none"> • Tanques de Agua • Tuberías • Válvulas y Llaves • Salas y Equipos Sanitarios • Sistema Hidroneumático 	
Sistemas y Equipos de Iluminación y Tomacorrientes	003
<ul style="list-style-type: none"> • Iluminación Interior: (Fluorescentes, Incandescentes, Aditivos Metálicos, Vapor de Mercurio, Vapor de Sodio, etc.) <ul style="list-style-type: none"> - Oficinas Internas y de Atención al Público - Talleres y Depósitos - Salas de Exposición - Ambientes comunes: Galerías, Plazas Internas, Cafetín y Pasillos 	
Sistema de Alumbrado Exterior	
<ul style="list-style-type: none"> • Iluminación Exterior: (Fluorescentes, Incandescentes, Aditivos Metálicos, Vapor de Mercurio, Vapor de Sodio, etc.) <ul style="list-style-type: none"> - Fachada - Estacionamientos - Vigilancia 	
Estructuras Metálicas	003
<ul style="list-style-type: none"> • Barandas de Rampas y Escaleras • Puertas Metálicas y Romanillas • Rejas y Protecciones Metálicas • Armarios y Estanterías 	
Estructura civil	004
<ul style="list-style-type: none"> • Revestimientos de Obra Limpia • Vigas y Columnas • Impermeabilización • Paredes y Mamposterías • Tabiquería • Cielos Rasos • Puertas y Ventanas de Vidrio 	
Equipos de Mando y Operación de Sistemas y Dispositivos Eléctricos	005
<ul style="list-style-type: none"> • Tableros Eléctricos • Sistema de Detección de Incendio 	

<ul style="list-style-type: none"> • Sistema de Seguridad Interna: Control de Acceso, CCTV, etc. 	
Mobiliarios y Equipos de Oficina	006
<ul style="list-style-type: none"> • Escritorios, Archivadores y Estanterías • Computadoras, fotocopiadoras, máquinas de escribir, • Sillas, mostradores, etc. 	

Tabla 3. Clasificación de Áreas del Museo

<ul style="list-style-type: none"> • PLANTA FISICA (Edificio Central) Salas de Exposición Zonas Administrativas y de Oficinas Servicios al Público (CIDAC, Cafetín, auditorios, etc) 	PF
<ul style="list-style-type: none"> • TORRE ADMINISTRATIVA Laboratorio de Restauración y conservación Oficinas de supervisión y seguridad 	TA
<ul style="list-style-type: none"> • AREAS EXTERIORES. Jardines y Estacionamientos 	AE
<ul style="list-style-type: none"> • SERVICIOS GENERALES Y DEPOSITOS Sala de Equipos de Aire Acondicionado Depósitos de Obras permanentes y obras en tránsito Rampas y Puertas de Acceso laterales al edificio Techo. 	SG

Ciertamente, el planteamiento anterior no excluye en nuestro caso de una cierta preparación para acometer la tarea de desarrollo e implementación de un plan de mantenimiento usando el computador como herramienta de soporte, pero lo que se quiere en este caso, es la capacidad de involucrar para el proceso mismo del mantenimiento de instituciones museísticas, aquellos recursos que debido a su bajo costo, relativa sencillez y uso cada vez más extenso estén unidos a una metodología de seguimiento, gestión y procesamiento de la información estandarizada, que a su vez permita la adaptación tanto de la herramienta de trabajo a las necesidades del proceso de mantenimiento como del recurso humano que debe interactuar con ella.

No cabe duda que una buena planificación del mantenimiento ayudará al buen desempeño del servicio que presta el museo, si se tienen como ya se ha insistido en este trabajo con los recursos necesarios cualquiera que sea la naturaleza de los mismos, pero el recurso financiero junto al apoyo de una estructura administrativa eficaz es especial y de particular importancia, tanto por la organización del museo como por parte de los organismos oficiales y privados que le sirven de patrocinio, pues ello garantiza el disfrute estético y educativo por el mayor tiempo posible del patrimonio artístico y el acceso del público a un precio razonable a las colecciones y obras que de otra forma serían inaccesibles.

En nuestro país es necesario llevar una tarea de sensibilización del alcance y los múltiples beneficios educativos y de formación en la cultura de los pueblos, donde las instituciones museísticas están llamados a realizar y en este sentido diseñar aportes en todos los ámbitos de la sociedad, sean estos de naturaleza social, política, técnica o financiera de forma que se pueda proyectar con el mayor de los alcances los grandes beneficios culturales que estas generan en las sociedades que les dan cabida.

Tabla 4. Formato de Planilla de Diagnóstico.

Museo de Arte Contemporáneo Dpto. De Mantenimiento	SITUACIÓN ACTUAL Y DIAGNÓSTICO		Formato N° Hoja:
Área: _____	Totales Inspeccionados	Responsable: _____	
Ambiente: _____		Firma: _____ Fecha: ____/____/____	

Descripción	CONDICIÓN												INTERVENCIÓN	
	SA	SU/IN	VI	GR	RO	DE	NOC	IN	PI	HU/FI	NE	B, R, M	Inmediata	Parada Programada
Paredes														
Vigas														
Ventanas														
Vidrios														
Puertas														
Techos														
Cielo Raso														
Piso														
Cerradura														
Lámparas														
Inst. Eléctricas														
Enchufes														
Interruptores														
Sist. De Vent y A/Acc														
Línea Telefónica Teléfono														
Reja Puertas Rejas Ventanas														

SA: Satisfactorio; SU: Suelto; IS: Inseguro; VI: Vibración; GR: Grietas; RO: Roto; DE: Deformado; NOC: No Opera Correcto; IN: Inadecuado; PI: Pintura; HU: Humedad; FI: Filtración; NE: No Existe; B: Bueno; R: Regular; M: Malo

Tabla 5. Formato de Planilla de Inventario.

Museo de Arte Contemporáneo Dpto. De Mantenimiento	PLANILLA DE INVENTARIO	Formato N° Hoja:
	Semana: Sección:	Responsable:
Orden de Trabajo N°	Ejecutores:	Firma: Fecha:
Descripción		Cantidad

Tabla 6. Formato de Orden de Trabajo

Museo de Arte Contemporáneo Dpto. de Mantenimiento	ORDEN DE TRABAJO	Formato N° Hoja:
	Semana: Sección:	Responsable:
Orden de Trabajo N°	Ejecutores:	Firma: Fecha:

Código	L	M	M	J	V	S	COMENTARIO	MATERIAL	H/H	COSTO TOTAL

AREAS Y AMBIENTES DEL MACZUL

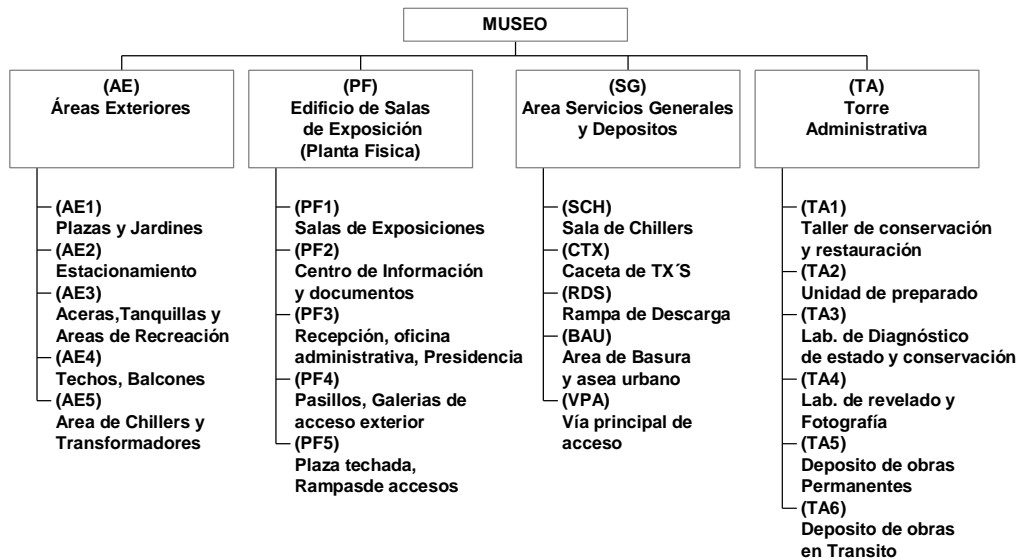


Figura 3. Distribución de ambientes en Áreas del Museo (En paréntesis prefijo codificación)

Finalmente, como ya se ha señalado anteriormente, el éxito de un plan de mantenimiento no solo depende de eficiente y sofisticado que el mismo sea, sino en mayor medida del apoyo que los encargados de llevarlo a cabo reciban, tanto de los responsables directos de su elaboración e implementación, como de los cuadros gerenciales y ejecutivos de la institución, los cuales deberán prever entre otros aspectos, el apoyo logístico y presupuestario que garantice su implementación oportuna y adecuada.

Tal como lo señala en su obra A. Perozo (1999) en su texto de enseñanza “Gerencia de Mantenimiento” “Muchas personas, incluyendo profesionales, consideran el termino Sistema Gerencial de Mantenimiento como un sistema Computarizado, en ese particular, es un error considerar el término en un sentido tan restringido, sino más bien como un sistema total, conformado por políticas, organización, sistemas y procedimientos. El sistema Computarizado es solo una parte del Sistema Total”. Lo anterior señala la necesidad de incorporar tanto desde el punto de vista operativo por parte del responsable como desde la concepción que los cuadros directivos tengan del proceso de mantenimiento, todos los elementos que vaya exigiendo la dinámica de su implementación, los cuales van más allá de la efectividad o no del Plan de Mantenimiento, sino inclusive de su capacidad de insertar en la conciencia de todos los involucrados (tanto del personal que labora en la institución como del público al cual están dirigidos los servicios del museo) la importancia llevar los esfuerzos que sean necesarios para garantizar la preservación del patrimonio artístico y cultural de las obras que se exponen y que también representan junto a los museos mismos, la identidad cultural y el legado de una nación o pueblo a las generaciones por venir.

4. CONCLUSIONES

Para alcanzar racionalmente la preservación en el mayor tiempo posible de las instalaciones del Museo y por ende de las colecciones artísticas bajo su custodia, va depender en gran medida, del apoyo tanto gerencial como presupuestario a las múltiples y diversas actividades que se hallan implícitas en la aplicación práctica del presente modelo de gestión del mantenimiento.

De continuarse con la improvisación y fallas de planificación se estará afectando la norma habitual en el desarrollo del mantenimiento con el incremento asociado en el riesgo de situaciones de daño y deterioro de los bienes culturales y patrimonio artístico bajo custodia de la institución.

Del análisis realizado puede inferirse que en el proceso de desarrollo de un Plan de Mantenimiento orientado a facilitar el desempeño funcional y operativo de un museo debe cubrirse como mínimo los siguientes aspectos:

1. Levantamiento, evaluación y diagnóstico de las condiciones físicas y de seguridad existentes de las salas o ambientes en las cuales pueden permanecer, expuestas o almacenadas las distintas obras de arte
2. Poner énfasis en garantizar en el mayor grado posible, las óptimas condiciones ambientales (luz, temperatura, humedad y seguridad contra actos vandálicos) de las salas y dependencias en las cuales se realiza la exposición o almacenamiento de las obras, previendo el equipamiento de los sistemas faltantes que sean necesarios para garantizar la preservación y buen estado de las obras artísticas en el tiempo
3. Conocimiento cabal la dinámica de los sistemas y servicios y de cómo se ven afectados según el ámbito y circunstancias locales de la edificación y el ambiente que la rodea. Llevar a cabo un levantamiento físico de los materiales y equipos existentes y/o que deben ser adquiridos y con ello una recopilación documental de los requerimientos (manuales, catálogos procedimientos de operación y mantenimiento, entre otros) para el cuidado y buen funcionamiento de los mismos.

4. Diagnóstico oportuno y jerarquizado de los riesgos de deterioro a los cuales se puede ver expuestas las obras según su naturaleza y características propias, así como de las exigencias presentes de las áreas de exposición y de los sistemas existentes. Las obras deberán ser clasificadas en función a sus características propias y ser trasladadas a las áreas o dependencias que garanticen las condiciones externas señaladas en el primer párrafo
5. Recopilación, organización y clasificación de los procedimientos operativos del mantenimiento según sus costos, complejidad, frecuencia de ejecución, para evaluar la trascendencia e impacto de las acciones de mantenimiento en la preservación o el deterioro del patrimonio artístico de manera que esto permita fijar criterios de selección y prioridades para la planificación del mismo, así como la cuantificación de los costos asociados
6. Registro histórico y estadístico de tasa de eventos de fallas, ordenes de servicio y puesta en marcha de los sistemas y equipos de mayor impacto tanto en los costos como en mantenimiento de las condiciones de preservación y conservación de las obras
7. Definición, Coordinación y planificación de las tareas y actividades a partir de las evidencias que se obtengan del análisis de los resultados arrojados por la base de datos y las circunstancias particulares de la institución.
8. Finalmente, es fundamental que todo lo anterior sea sustentado mediante la definición institucional de una sólida política gerencial de mantenimiento que contemple: apoyo gerencial y presupuestario a estructura y organización del Departamento o estructura de mantenimiento del museo, estímulos e incentivos de permanencia y adiestramiento al personal responsable del departamento de mantenimiento; previsiones oportunas de apoyo en recursos humanos, materiales, técnicos y económicos que, a partir de una gestión eficaz necesaria, permita extender la vida útil de las instalaciones y equipos, , y que redunde en el futuro inmediato en obtener los resultados deseados con la menor inversión. (G Salas R, A Algarra y otros 1981).

5. BIBLIOGRAFIA

- Consejo Nacional de la Cultura (CONAC) (1992), Normas para el Diseño y Preservación de Museos, La Conservación del Museo.- La Infraestructura Física de Museos. Caracas, Venezuela.
- Consejo Internacional de Museos.- II Seminario sobre patrimonio Cultural “Cultura, Museos y Política Económica” Buenos Aires, 19-23 Octubre 1.993.- Código de Ética y Deontología Profesional del ICOM.- Cáp. II: Deontología de las Instituciones:
- Figuroa S. S J Abreu L R. (2002), Modelo Gerencial para implementar un sistema de Mantenimiento de las Instalaciones y Bienes de las Instituciones Universitarias (Oct. 1998) Universidad de los Andes Mérida 5101. Trabajo presentado en las X Jornadas Científico Técnicas de Ingeniería.
- Lucena I. (1999) Conservadora de obras de Arte. Causas de deterioro en las colecciones por la inadecuada proyección en la concepción de un museo. Artículo presentado para publicación de la revista del museo.
- Fundación Museo de Arte Contemporáneo del Zulia (2000). Consejo Nacional de la Cultura, Universidad del Zulia. El Infinito Canto de Este Sol, Arte y Cultura del Zulia, 1780-1998. J&Eme. Editores, S.A., Centro de Bellas Artes, Ateneo de Maracaibo.
- MACZUL. Museo de Arte Contemporáneo del Zulia. (1999). Coordinación de Conservación y Restauración. Curso de Conservación Preventiva. Maracaibo, Venezuela
- Morrow C. (1984) Manual de Mantenimiento Industrial. Tomo 2 Cía. Editorial Continental, S.A. de C. V. México DF. México. Novena Edición.

- Nava Aranguren. J, D. (1996) Teoría del Mantenimiento, Definición y Organización. Universidad de los Andes.- Consejo de Publicaciones. Mérida. Venezuela.
- Perozo A. (1999) Gerencia de Mantenimiento, Universidad del Zulia. Texto guía de la cátedra de Gerencia de Mantenimiento. Maracaibo, Octubre de 1999.
- Provenzali L. (2000) Editorial IPCOMENTARIOS. Revista del Instituto del Patrimonio Cultural. Año 1 Numero 6
- Ramez E., Shamkant B. N. (1997) Sistemas de Bases de Datos. Conceptos Fundamentales. Addison Wesley Iberoamericana. 1997. Versión en español de Roberto Escalona García. México D.F.
- Stewart H. V. M. (1968) El Departamento de Mantenimiento en la Empresa. Traducción por José Ignacio Galdeano. 2ª Edición. Ediciones Deusto. Bilbao, España.
- Salas R, G y otros (1.981) Tema II.1 El Mantenimiento de la Infraestructura Física e Instalaciones Médico-Asistenciales. Primeras Jornadas Nacionales de Mantenimiento. Caracas, 17 al 20 de Marzo de 1981.



Revista ALCONPAT

www.revistaalconpat.org

eISSN 2007-6835



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

Análise da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas com vistas à revisão da segurança estrutural

P. Helene¹

¹Universidade de São Paulo. Rua Visconde de Ouro Preto 201. São Paulo SP.

Información del artículo

DOI:

<http://dx.doi.org/10.21041/ra.v1.i1.7>

Artículo recibido el 30 de Noviembre de 2010, revisado bajo las políticas de publicación de la Revista ALCONPAT y aceptado el 15 de Enero de 2011. Cualquier discusión, incluyendo la réplica de los autores se publicará en el tercer número del año siempre y cuando la información se reciba antes del cierre del segundo número del año 2011

RESUMO

Trata-se de discutir a complexa problemática de medida e avaliação da resistência do concreto em estruturas acabadas, ou seja, em estruturas ou componentes estruturais já moldados *in loco* ou pré-fabricados, em obras em construção ou construídas há anos, para fins de revisão da segurança dessa estrutura. Inicia-se por uma sintética revisão dos conceitos de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto com o significado dos coeficientes de minoração da resistência dos materiais. A partir de resultados experimentais obtidos em teses de doutoramento discute-se a ordem de grandeza da influência de certas variáveis aleatórias principais. Na sequência trata-se da representatividade da amostragem e cuidados com a extração dos testemunhos cilíndricos. A questão do crescimento da resistência com a idade e do decréscimo dessa resistência com a carga de longa duração (efeito Rüschi) também são abordados para encerrar propondo um procedimento adequado de obtenção do f_{ck} para fins de revisão da segurança do projeto estrutural.

Palavras chave: resistência do concreto; testemunhos; concreto endurecido; interpretação de resistência de testemunhos; ensaios.

© 2011 Alconpat Internacional

Autor de contacto: Paulo Helene (paulo.helene@concretophd.com.br)

Información Legal

Revista ALCONPAT, Año 1, No. 1, Enero – Abril 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 Enero 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

Este documento trata da complexa questão de análise da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas.

Complexa porque envolve, indiretamente, a questão da segurança e durabilidade das estruturas de concreto que dependem, entre outros fatores, da resistência à compressão do concreto.

Complexa porque envolve em sua análise a participação de diferentes profissionais, tecnologistas, calculistas, ensaios de laboratório e de campo, ou seja, equipes multidisciplinares.

O método de cálculo semi-probabilista adotado no Brasil e outros países através de textos normativos consagrados do tipo *ACI 318*; *NBR 6118* e *EUROCODE 2*, entre outros, adota coeficientes parciais de segurança: majoração das ações por um lado e de minoração da resistência dos materiais por outro.

Portanto a resistência efetiva do concreto à compressão, à tração e ao cisalhamento, na estrutura acabada, tem implicação direta com a estabilidade, segurança e durabilidade dessa estrutura sendo indispensável saber interpretar os resultados obtidos a partir de testemunhos.

Analisar a segurança de uma estrutura acabada é muito mais complexo que introduzir a segurança no projeto de uma estrutura nova. No escritório o projetista admite que as variáveis da obra se comportam de forma homogênea e de acordo com a teoria. Para tal toma como referência de cálculo um valor convencional muito bem definido nas normas, que é a resistência à compressão de um corpo-de-prova amostrado, moldado e ensaiado em condições ideais.

Uma vez a estrutura acabada ou o concreto endurecido, há necessidade de uma inspeção e vistoria criteriosa, pois no coeficiente de minoração da resistência do concreto entra o prumo, a excentricidade, os ninhos de concretagem, as diferenças de adensamento, de cura e outras e não isolada e exclusivamente somente a resistência do concreto à compressão.

Portanto essa interpretação requer, bom senso, conhecimento de tecnologia de concreto, conhecimento dos fundamentos da segurança estrutural, conhecimento do projeto, das cargas permanentes e acidentais, dos procedimentos de ensaio de campo, dos procedimentos de ensaio em laboratório, de análise dos resultados, etc.

Neste texto procura-se tratar do tema em profundidade e é preciso esclarecer que:

1. A segurança está baseada no fato do concreto poder apresentar até 5% do volume total entregue com resistência característica à compressão, abaixo do f_{ck} especificado no projeto estrutural¹ Portanto essa produção de concreto que apresente até 5% de defeituosos estará conforme com o especificado e esperado;
2. Sabendo onde está esse concreto “conforme” porém com $f_{ck,est}$ abaixo do f_{ck} , é possível analisar caso a caso para avaliar se passa ou não do ponto de vista da capacidade resistente da estrutura, melhor dito, da capacidade resistente de cada um dos componentes estruturais moldados com esse concreto de resistência abaixo do f_{ck} ;
3. Em geral também é importante analisar as implicações na durabilidade e vida útil e neste caso vale o mesmo raciocínio de segurança. Caso a caso. Por exemplo, se é um edifício e esse problema ocorreu nos pilares internos, não há o que preocupar-se. Se ocorreu nos pilares da garagem, já é um problema e exigirá uma proteção superficial extra;
4. Caso a quantidade de lotes de concreto com resistência abaixo do f_{ck} de projeto, superar 5% do volume total entregue, então fica claramente identificado que há um problema de produção desse concreto. A solução será negociar com a Empresa de Concreto e se for o caso substituí-la. Neste caso não haverá dúvidas de quem deve pagar as despesas e prejuízos decorrentes;
5. No caso anterior (item 3) de produção conforme, se por azar e lei de “Murphy” aqueles 5% de concreto abaixo de f_{ck} foram destinados justamente à concretagem de peças

importantes² e sem folga de capacidade resistente, não há dúvida que deve haver reforço, porém há dúvida de quem paga a conta, pois 5% de defeituosos está dentro das “regras do jogo”;

Concluindo há necessidade de separar dois conceitos importantes: por um lado “produção de concreto conforme” e por outro “segurança e vida útil” da estrutura ou daqueles componentes estruturais. Sempre que houver controle efetivo e rigoroso e for detectado lote com $f_{ck,est}$ abaixo de f_{ck} , deve haver análise estrutural e, se necessário, extração, inspeção, ensaio de testemunhos, etc.

Por outro lado, deixando um pouco de falar de resistência dos materiais (no caso do concreto), pode-se afirmar que as diferenças de aproximação nos cálculos estruturais pode superar esses 5% de resistências do concreto abaixo do f_{ck} .

Imagine-se que um profissional seja contratado para verificar um projeto de um Colega que utilizou um determinado *software*, com recursos limitados tipo CypeCad, Montoya, SAP, e outros. Imagine também que este profissional adotou simplificações permitidas por normas.

Considere-se, então, que o Revisor utilize uma ferramenta mais precisa, utilize um método dos elementos finitos, ou um soft com mais recursos tipo por exemplo *Strap*, com muitos recursos de flexibilização das ligações, transferência de esforços das barras das lajes para o pórtico espacial no modelo integrado (Modelo IV), ou ainda empregue o método probabilista completo que corresponderia ao melhor caminho para otimizar o projeto de uma estrutura de concreto, apesar de muito mais complexo³.

Após semanas de análises, começa a comparar os resultados. Será que esses resultados terão diferenças menores que os citados 5% em relação ao projeto do primeiro Calculista contratado? Será que essas diferenças implicarão a necessidade de reforço estrutural? Será que eventuais discrepâncias justificam uma tolerância zero em relação ao projeto original? Será que essas diferenças significam que a estrutura não está segura ou não vai ter aquela vida útil desejada?

Isso tudo ainda sem entrar no mérito das diferenças resultantes dos métodos de análise de 2ª ordem, simplificações de modelagem e dos valores dos coeficientes de ponderação das ações adotados, que tanto podem ser tomados como um valor único, ou como agrupado, ou separados individualmente pela origem dos carregamentos.

Alguns engenheiros de projeto, de obra ou mesmo de tecnologia do concreto, ainda crêem que a engenharia civil de estruturas é uma disciplina exata, na qual é possível, por uma simples penada, exigir tolerância zero.

Sabe-se ser impossível tolerância zero no Projeto, assim como numa produção de concreto. Imagine que o Brasil institua a revisão de projeto estrutural por terceira parte como obrigatória e o revisor adote tolerância zero. O que poderia ocorrer?

Sabe-se que os modelos de cálculo, os materiais, os equipamentos e a mão-de-obra, assim como os controles estão sujeitas a variáveis aleatórias e como tal são atividades passíveis de erros, de simplificações e de diferentes interpretações uma vez que um engenheiro deve conciliar muitas informações, dados e variáveis e ações às vezes imponderáveis.

Portanto bom senso é fundamental numa análise de obra acabada. A detecção de uma não conformidade é fundamental, assim como sua análise e sua correção, mas nem sempre isso significa estar “fazendo algo errado”.

Sabe-se por exemplo que 10% a menos de resistência à compressão num concreto⁴ para laje e para viga, seja concreto armado ou protendido, resulta numa redução da capacidade resistente dessas peças de apenas 2,5%^{5 y 6}.

Diferenças dessa ordem na capacidade resistente de um componente estrutural podem ser perfeitamente absorvidas pelas diferenças geométricas impostas pela arquitetura, pelos arredondamentos impostos pelo cálculo da taxa de armadura, pelos arredondamentos impostos pela simetria das armaduras nas peças, pelos arredondamentos impostos pelas restrições das

bitolas comerciais disponíveis no mercado para serem utilizadas como armadura, pelas simplificações que são admitidas na variabilidade dos materiais, etc.

Portanto “produção de concreto em conformidade” não é o mesmo que “segurança e vida útil” e, na maioria das vezes, diferenças de resistência à compressão do concreto no intervalo de $0,90f_{ck}$ a $0,99f_{ck}$ não requerem reforço estrutural ou qualquer outra intervenção.

2. CONTROLE DO CONCRETO

O documento técnico nacional que melhor se aplica à análise deste caso, é a norma técnica brasileira “*NB 1. Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento*” publicado pela ABNT e reconhecido pelo INMETRO, como *NBR 6118:2007*.

Outros documentos normativos nacionais e internacionais também se aplicam, considerados como subordinados ou complementares à *NBR 6118:2007*, tais como *ACI 318*, *EUROCODE*, etc. Também a *NBR14931:2004 Execução de Estruturas de Concreto. Procedimento*, estabelece no *Item 5.3.1 Requisitos da qualidade do Concreto*, que cabe ao Proprietário/Construtor:

“*O concreto deve ser preparado e atender aos critérios de controle da qualidade previstos na NBR 12655:2006 Concreto de cimento Portland. Preparo, controle e recebimento. Procedimento. Quando se tratar de concreto dosado em central, além dos requisitos da NBR 12655, o concreto deve ainda estar de acordo com o que estabelece a NBR 7212. No controle da qualidade dos materiais componentes do concreto deve ser obedecido o disposto na NBR 12654.*”

Observando ainda o *item 4.4 da NBR 12655:2006 Responsável pelo recebimento do concreto*, lê-se:

“*Os responsáveis pelo recebimento do concreto (3.2.4), são o proprietário da obra e o responsável técnico pela obra, designado pelo proprietário. A documentação comprobatória do cumprimento desta Norma (relatórios de ensaios, laudos e outros) deve estar disponível no canteiro de obra, durante toda a construção, e ser arquivada e preservada pelo prazo previsto na legislação vigente, salvo o disposto em 4.1.2*”

Todo concreto entregue em obra deve ser submetido ao controle de recebimento da consistência⁷ e da resistência do concreto endurecido de acordo com o procedimento especificado na *NBR 12655:2006. Concreto. Preparo, controle e recebimento. Procedimento*, sendo sempre recomendável proceder ao controle total (100%) com correspondente mapeamento dos locais que receberam cada concreto de um mesmo caminhão betoneira (conceito de rastreabilidade).

Esse controle, deve ser realizado pelo Proprietário/Construtor ou seu representante legal, através dos ensaios de consistência do concreto fresco⁸ e retirada de amostras⁹ em conformidade com o método de moldagem *NBR 5738:2003. Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto*, e devem ser sazoados, ensaiados e rompidos a 28 dias, segundo a *NBR 5739:2007. Concreto. Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*, preferencialmente, ensaiados em laboratórios credenciados e pertencentes à RBLE¹⁰.

Diversos documentos históricos e consagrados tais como *ACI214*¹¹, *ACI214.4R-10*¹², *McIntosh*¹³, *Walker*¹⁴, *Sparkes*¹⁵, *CEB*¹⁶, consideram, no entanto, que o controle estatístico do concreto, realizado através de amostragem parcial ou total, sempre pressupõe uma incerteza na avaliação, por mais correto que os ensaios de controle tenham sido realizados:

“*...sempre haverá o risco de aceitar um concreto não conforme ou de rejeitar um concreto conforme...*”, chamam atenção os pesquisadores *Meseguer*¹⁷ e *Fusco*¹⁸.

Em tecnologia do concreto, o concreto dentro de um balão de um único caminhão betoneira é considerado homogêneo e tem uma única resistência conforme estabelecido pela *NBR 12655:2006* na sua definição de “exemplar”, que coincide com a visão de todas as demais normas internacionais. Não é possível imaginar que resultados de corpos-de-prova de uma mesma

amassada, um mesmo volume restrito de concreto de mesmos materiais, misturados juntos e dentro de um único caminhão betoneira possam ter resistências diferentes¹⁹.

Variabilidade exagerada somente seria possível devido a outras causas relacionadas à operação inadequada, por exemplo com tempo de mistura errado, manutenção deficiente ou mau funcionamento do balão do caminhão-betoneira, ou então devido ao lançamento indevido de água extra, e nunca devido às características intrínsecas do concreto definido por um traço em peso e misturado num equipamento (balão) adequado e bem mantido.

Também, cabe ressaltar que, uma vez misturado numa betoneira ou no balão do caminhão-betoneira, o concreto resultante terá uma única resistência e esta é a sua resistência potencial *na boca da bica da betoneira*.

Portanto, como no caso de testemunho extraído, qualquer acontecimento posterior como transporte inadequado, mau adensamento, bicheiras, falta de cura, solicitações precoces, esmagamento por ruptura dos pilares, procedimento incorreto de extração ou de ensaio, somente vai reduzir essa resistência potencial, porém jamais aumentá-la.

Confirmada a resistência abaixo do f_{ck} , através do controle por corpos-de-prova moldados, deve-se passar à análise efetiva desse concreto, através da extração de testemunhos.

A *NBR 6118:2007* é enfática na exigência de representatividade da amostra composta por testemunhos extraídos que deve ser retirada com muito cuidado e profissionalismo e deve bem representar o lote em exame.

No caso de pilares, cada pilar deve ser representado por apenas um testemunho íntegro (exemplar)²⁰. Se necessário extrair mais de um testemunho num mesmo elemento estrutural moldado com concreto de mesmo lote, vale o resultado maior dos “irmãos”, equivalente ao conceito em corpos-de-prova.

Preferencialmente os testemunhos devem ser extraídos após realização de ensaios esclerométricos²¹ de acordo com a norma *NBR 7584:1995. Concreto endurecido. Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Método de Ensaio*, e acompanhados por ensaios de pacometria de acordo com os métodos internacionais da *British Standards Institute (BSI) → BS 1881 204:1988. Testing Concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeters*, ou do *American Concrete Institute ACI 228.2R-21 Part 2 (2004) Nondestructive Test Methods for evaluation of Concrete in Structures*). para evitar extrair ou cortar barras da armadura.

A seguir, a *NBR 6118:2007* recomenda o uso do procedimento *NBR 7680: 2007 Concreto: Extração, preparação, e ensaios de testemunhos de concreto. Procedimento*, estabelecendo limites e desempenho para o equipamento de extração, diâmetro dos cálices, preferencialmente, acima de 3 vezes o diâmetro do agregado graúdo²², buscando-se sempre não cortar armadura e sazonalizando os testemunhos em laboratório ao ar por 48h antes da ruptura, sempre que a estrutura não vá estar submersa²³. Também exige que o ensaio de ruptura seja conduzido até a desagregação total do concreto e que seja registrado no relatório de ensaio a forma de ruptura dos testemunhos extraídos.

Portanto para uma análise confiável é necessário que todos esses cuidados sejam realmente tomados durante as operações de amostragem e extração dos testemunhos, além de utilizar máquinas de extração adequadas e sem “jogo” no eixo, adequada fixação à estrutura para não trepidar durante a extração, empregar coroa diamantada nova nos cálices, no caso de pilares evitar extrair mais de um testemunho e se necessário outro que seja extraído na mesma vertical e face, e outros cuidados.

As *NBR 6118:2007* e *NBR 7680:2006* e as normas internacionais citadas são unânimes em recomendar amostragem de testemunhos extraídos de concreto somente de regiões sãs e íntegras, sempre e quando o objetivo é avaliar a resistência à compressão do concreto.

Jamais poderiam ser ensaiados e utilizados testemunhos extraídos provenientes de pilares que sofreram prévio esmagamento, onde, obviamente, o concreto já estará rompido e não apresenta mais sua resistência original, ou de regiões com nítidos ninhos de concretagem, ou de regiões de juntas de concretagem, ou próximo de arestas.

Antes de romper os testemunhos, estando estes preparados e homogeneamente secos ou úmidos, estes deveriam, preferencialmente, ser submetidos ao ensaio de ultrassom em conformidade com a *NBR 8802:1994 Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica. Método de Ensaio*, para verificação da uniformidade e detecção de eventuais vazios internos ou inclusão de “materiais estranhos²⁴”, não visíveis.

Ensaio de caracterização físico-química do concreto, tipo massa específica, absorção de água, porosidade, análise petrográfica, módulo de elasticidade, difusibilidade de íons, condutibilidade térmica e outros podem e devem ser realizados em casos específicos a partir de testemunhos extraídos.

3. NORMALIZAÇÃO

È praxe admitir-se que o controle de recebimento de concreto tenha sido realizado em conformidade com o prescrito na *NBR 12655:2006*, obrigatório para obras e estruturas de concreto no Brasil. Essa é uma responsabilidade do Proprietário e de seu preposto, em geral a Construtora que sub-contrata um Laboratório de controle. Portanto caso esse controle de recebimento aponte resultado de resistência aquém da especificada, será necessário extrair testemunhos para avaliar, estimar, medir a resistência do concreto na estrutura.

Porém toda a teoria da segurança estrutural não está baseada no testemunho e sim no resultado do corpo-de-prova moldado. Dessa maneira é sempre necessário transformar o resultado do testemunho num resultado equivalente como se tivesse sido moldado, ou seja, a dificuldade deste tema é transformar o $f_{c,ext,j}$ num f_{ck} equivalente para viabilizar um novo cálculo estrutural utilizando as mesmas fórmulas e modelos que se empregam para obras novas com corpos-de-prova moldados.

Apesar de parecer simples esta afirmação é conceitual, pois a maioria dos Projetistas e profissionais do setor busca encontrar qual a resistência à compressão do concreto lá na obra, quando, na verdade, há de ser buscado qual o f_{ck} equivalente para viabilizar uma revisão de cálculo através dos modelos e fórmulas convencionais.

No caso de resultados de controle aparentemente aquém do especificado a *NBR 6118:2007* recomenda verificação da resistência do concreto *in loco*, através da extração de testemunhos conforme *NBR 7680:2007*, com resultados analisados segundo os conceitos da *NBR 12655:2006*. Por outro lado no caso da vida útil e outras características de desempenho deve-se consultar a *NBR 15575²⁵*.

A resistência à compressão do concreto avaliada através de extração de testemunhos, envolve novas operações de ensaio em obra e em laboratório, passíveis de erros e de controverso entendimento, pois dependem da introdução de vários e novos coeficientes de “ajustes”.

Além disso a verificação da resistência à compressão *in loco*, vai depender também, e muito, da qualidade da execução. Pequenas e localizadas regiões de concreto mal adensado podem conduzir a uma avaliação errônea.

Na maioria dos casos recomenda-se ensaios esclerométricos²⁶ prévios para identificar a homogeneidade da execução.

Também, do ponto de vista da segurança estrutural, a *NBR 8681:2003. Ações e segurança nas estruturas. Procedimento*, deixa claro que o procedimento atual de introdução da segurança no projeto das estruturas em geral (metálicas, madeira, concreto e alvenaria) é semi-probabilista ou

seja, trabalha com probabilidades de ruína e não com valores matemáticos, deterministas e exatos.

Os documentos internacionais amplamente reconhecidos tais como *EUROCODE II:2004. Design of Concrete Structures; Model Code 90 da fib(CEB-FIP):1999 Bulletin n.2 v.2. Structural Concrete. Basis of Design; ACI 318:2005. Building Code Requirements for Structural Concrete e ACI 437:2003. Strength Evaluation of Existing Concrete Structures*, e o mais recente *fib(CEB-FIP) Model Code 2010 First Complete Draft v.1 e v.2*, também consideram probabilidades, ou seja, têm um arcabouço conceitual de variáveis estocásticas ou aleatórias, porém trabalham em última instância com coeficientes parciais de minoração de resistências e de majoração de ações, que acabam sendo utilizados para compensar o desconhecimento de modelos precisos que possam efetivamente representar as inúmeras variáveis decorrentes das ações (cargas), do meio ambiente, dos materiais, da execução, dos ensaios de controle e das próprias simplificações de cálculo.

No caso de existência de resultados de resistência abaixo de f_{ck} de projeto, devem ser adotadas as seguintes ações corretivas, conforme *NBR 6118, item 25.3.1*:

- a) revisão do projeto considerando o novo resultado de resistência característica do concreto à compressão obtido do controle de recebimento realizado através de corpos-de-prova moldados;
- b) permanecendo a insegurança, extrair testemunhos de acordo com a *NBR 7680*, estimar o novo f_{ck} de acordo com a *NBR 12655* e utilizar na nova verificação estrutural o novo γ_c disposto no *item 12.4.1 da NBR 6118*;
- c) permanecendo a insegurança, deve ser atendido o *item 25.3.3 da NBR 6118*, que orienta escolher entre as seguintes alternativas:
 - determinar as restrições de uso da estrutura;
 - providenciar o projeto de reforço;
 - decidir pela demolição parcial ou total.

Para a reavaliação da segurança estrutural e da estabilidade global, considerando o ELU, a *NBR 6118:2007* no seu *item 12.4.1* recomenda que, no caso de testemunhos extraídos da estrutura, seja adotado $\gamma_c = \frac{\gamma_{c,original}}{1,1}$. Portanto nos casos usuais²⁷ $\gamma_c = 1,4/1,1 = 1,27$, o que equivale, pragmaticamente, a multiplicar o resultado obtido de resistência do testemunho por 1,1, ou seja, aumentá-lo em 10%, uma vez que o testemunho representa melhor a resistência efetiva do concreto na obra, no entorno daquela região de extração, do que o corpo-de-prova moldado.

Para fins de verificação dos ELS, ou seja, deformações (flechas), fissuração e tensão de trabalho, deve ser adotado $\gamma_c = 1$.

4. DEFINIÇÕES E NOMENCLATURA

f_{ck} → resistência característica²⁸ do concreto à compressão, aos 28 dias de idade, referenciada a corpos-de-prova padrão amostrados na boca da betoneira e ensaiados com carregamento único, de curta duração ou “instantâneo” e monotônico, adotada como valor referencial pelo projetista estrutural que deseja (admite) que 95% do volume de concreto do componente estrutural tenha resistência à compressão acima desse valor e, conseqüentemente, 5% do total de volume do lote em exame, pode ter resistência abaixo desse valor²⁹, porém, preferencialmente não muito longe desse valor³⁰. Portanto f_{ck} é um **valor hipotético** ou de gabinete (*imaginário, desejado, idealizado*). É o valor utilizado pelo Projetista estrutural tanto como ponto de partida dos cálculos de dimensionamento como na análise de revisão do projeto do ponto de vista da segurança estrutural.

Também é o valor utilizado para fins de análise de durabilidade, quando necessário o estudo de vida útil de projeto ou vida útil residual;

- $f_{ck,ef}$ → resistência efetiva característica do concreto à compressão, aos 28 dias de idade, no componente estrutural, na estrutura construída. Trata-se de um **valor impossível** de ser conhecido pois dependeria de ensaiar à ruptura o próprio componente estrutural ou a estrutura (*ensaio de carregamento único, de curta duração³¹ e monotônico*). Admite-se, no entanto, que, na expressiva maioria das situações de obra, deve sempre ser menor que f_{ck} devido a diferenças de geometria, cura, adensamento, segregação interna, variabilidade da resistência do concreto superior à de produção medida através de corpos-de-prova padrão, simplificação dos modelos de cálculo, etc. Trata-se de um valor que depende do próprio concreto e, principalmente, da qualidade e conformidade da execução³² em relação ao projeto;
- f_{cd} → resistência de cálculo do concreto à compressão, aos 28 dias de idade, “disponível” ou “efetiva” no componente estrutural (*também pressupondo ensaio de carregamento único, “instantâneo” e monotônico*). Trata-se de um recurso matemático utilizado pelo projetista estrutural pois como é impossível conhecer $f_{ck,ef}$ este adota f_{cd} como um valor provável de $f_{ck,ef}$ observando que esse valor sempre será inferior a f_{ck} , minorando-o (no Brasil), em geral com $\gamma_c = 1,4$, ou seja, $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$. Trata-se também de um **valor hipotético** ou de gabinete (*imaginário, desejado*)³³. Os projetistas adotam esse valor minorado desejando que a execução da estrutura esteja sob controle e atenda, no mínimo, à *NBR 14931:2004*;
- $f_{c,j}$ → resistência à compressão do concreto, à idade j , medida através de procedimentos padronizados de controle de recebimento em corpos-de-prova padrão retirados na “boca” da betoneira (*ensaio de carregamento único, “instantâneo” e monotônico*) conforme com o método de moldagem *NBR 5738:2003. Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto*, e devem ser sazoados, ensaiados e rompidos a j dias de idade, segundo a *NBR 5739:2007. Concreto. Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*, ensaiados em laboratórios credenciados e pertencentes à RBLE do INMETRO. Representa a resistência média potencial daquele volume definido e homogêneo de concreto bem misturado, ao sair da betoneira³⁴, conhecido por valor do exemplar. É o primeiro valor realmente medido fisicamente da resistência à compressão do concreto e, em geral, o único. Cada betonada deve ser representada por um único valor de resistência à compressão numa certa idade, $f_{c,j}$. Segundo a *NBR 12655:2006*, o valor representativo do exemplar deve ser o maior valor obtido entre os corpos-de-prova irmãos. Portanto cada unidade de produto, ou seja, cada betonada, tem um único valor de resistência à compressão numa certa idade, admitido como o potencial naquela idade, na boca da betoneira;
- $f_{ck,est}$ → resistência característica estimada à compressão do concreto, aos 28 dias de idade, obtida por procedimentos padronizados prescritos pela *NBR 12655:2006 Concreto de Cimento Portland. Preparo, Controle e Recebimento. Procedimento*. Admite-se que o concreto tenha sido bem produzido em canteiro ou em Central, neste caso em conformidade com a *NBR 7212:1984. Especificação para a execução do concreto dosado em central. Especificação*. A $f_{ck,est}$ representa a resistência característica do concreto à compressão num determinado lote de concreto em exame³⁵, a partir do conhecimento dos $f_{c,28}$. Deve ser igual ou superior ao f_{ck} previamente especificado pelo projetista da estrutura. Para o controle da resistência do concreto é necessário distinguir dois procedimentos distintos: o **controle total** que permite rastreabilidade, onde o concreto de cada betonada é controlado individualmente (100%), e também é realizado o

mapeamento dos locais de lançamento do concreto na estrutura, e o **controle parcial**, onde o controle é feito sem que seja realizado o mapeamento dos locais de lançamento do concreto na estrutura, independentemente se a amostragem é total ou parcial;

$f_{c,ext,j}$ → resistência à compressão do concreto extraído, obtida a partir de testemunhos extraídos e ensaiados através de procedimentos padronizados³⁶, obtida a uma idade j qualquer e, em geral, acima de 28 dias (*ensaio de carregamento único, “instantâneo” e monotônico*). É um segundo valor fisicamente medido e muito mais próximo de $f_{ck,ef}$ (ou seja, de f_{cd}) do que o $f_{ck,est}$. Trata-se da resistência à compressão de uma porção íntegra e representativa do concreto de um componente estrutural. Considera-se que além das maiores variabilidades da resistência do concreto na estrutura, em princípio cobertas pelo $\gamma_c = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} \cdot \gamma_{c3} = 1,4$, também as operações de extração e ensaio, por melhor que sejam realizadas, introduzem efeitos deletérios no testemunho e reduzem sua resistência original. No mínimo, tem-se duas considerações: uma devida à redução do $f_{c,ext}$ em relação ao $f_{c,ef}$ e outra que $f_{c,ext}$ é mais “próximo” de $f_{c,ef}$. Portanto requereria, no mínimo, dois coeficientes de “correção” para passar de $f_{c,ext,j}$ a $f_{c,j}$;

σ_{cd} → tensão de cálculo do concreto à compressão, aos 50 anos de idade, utilizada pelo projetista estrutural, admitindo uma situação hipotética e conservadora de que o carregamento máximo de projeto, nas condições dos estados limites últimos ELU, seria aplicado aos 28 dias de idade e mantido até 50 anos de idade. Trata-se de um **valor hipotético** e admitido como disponível no elemento estrutural, para fins de introdução da segurança no projeto da estrutura, $\sigma_{cd} = f_{cd} * \beta = f_{ck} / \gamma_c * \beta = f_{cd} * 0,85$. Do ponto de vista prático equivale à “tensão máxima admissível” do concreto. Para considerar os efeitos do crescimento da resistência com a idade combinado com as conseqüências deletérias da ação da carga mantida e de longa duração³⁷ é introduzido um coeficiente β que tem origem nos trabalhos de Rüschi³⁸;

β → coeficiente de minoração da resistência de projeto do concreto à compressão que leva em conta os efeitos deletérios da ação das cargas de longa duração combinado com o efeito benéfico de crescimento da resistência do concreto com o tempo. É resultado do produto de dois coeficientes³⁹: β_1 que depende da taxa de crescimento da resistência à compressão do concreto a partir da data de aplicação da carga e β_2 que depende da taxa de “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” do material (concreto, aço, madeira) também chamado no Brasil de efeito Rüschi. No caso da *NBR 6118:2007*, o valor de $\beta = 0.85$ é referido a 28 dias de idade⁴⁰, ou seja, admite-se que o crescimento da resistência à compressão do concreto a partir de 28 dias até 50 anos será de apenas $\beta_1 = 1.16$ e o decréscimo da resistência à compressão do concreto devido à carga aplicada aos 28 dias e mantida até 50 anos, o chamado efeito Rüschi, será de $\beta_2 = 0.73$, cujo produto resulta $\beta = 1.16 * 0.73 = 0.85$. Observar que se tratam de valores muito conservadores pois, na realidade o crescimento da resistência do concreto de 28 dias a 50 anos, sempre supera 16% e o decréscimo por efeito Rüschi, segundo o próprio Rüschi⁴¹ seria de no máximo 0,75;

β_1 → coeficiente de crescimento da resistência à compressão do concreto a partir de 28 dias. Depende de cada caso, tipo de cimento, condições de exposição do componente estrutural, relação água/cimento, natureza dos agregados, etc. A *NBR 6118:2004*, a favor da segurança e de forma conservadora, admite que a partir de 28 dias até 50 anos, a resistência cresce apenas 1,16. Na ampla maioria dos casos reais esse crescimento é muito superior a 16%. No caso de não se dispor de resultados reais de crescimento da resistência do concreto da estrutura em análise, ou seja, resultados experimentais

representativos, pode-se adotar como uma previsão também conservadora, o modelo matemático sugerido pelo *CEB-FIP Model Code 90*⁴², e adotado pela *NBR 6118*, item 12.3.3, amplamente aceito na tecnologia do concreto no país:

$$\frac{f_{c,j}}{f_{c,28}} = e^{s*(1-\sqrt{\frac{28}{j}})}$$

onde j é a idade do concreto em dias.

CPV ARI	$s = 0,20$	1,21 → 50anos	1,15 → 1ano	1,05 de 1ano a 50anos
CP I / II	$s = 0,25$	1,28 → 50anos	1,20 → 1ano	1,07 de 1ano a 50anos
CP III / IV	$s = 0,38$	1,45 → 50ano s	1,32 → 1ano	1,10 de 1ano a 50anos
NBR 6118	$s = 0,1545$	1,16 → 50anos	1,11 → 1 ano	1,05 de 1ano a 50anos

$\beta_2 \rightarrow$ coeficiente de decréscimo da resistência à compressão do concreto por ação das cargas de longa duração ou efeito Rüsç. Segundo o próprio Rüsç, (vide Fig. 1), esse fenômeno se manifesta de forma “constante” e independente valendo as seguintes verdades:

- independe do nível do f_c , ou seja, é igual para qualquer valor de f_{ck} ;
- o máximo coeficiente de “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” é sempre o mesmo, ou seja, para t_∞ sempre vale 0.75, qualquer que seja o t_0 de aplicação das cargas de longa duração;
- o mecanismo de “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” é sempre o mesmo qualquer que seja a data, t_0 (idade), de aplicação da carga;
- o coeficiente de “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” é sempre referido, ou seja, sempre aplicado à resistência do concreto na idade (data) t_0 de aplicação da carga.

Conforme *CEB-FIP Model Code 90, Bulletin d'information 213/214, May 93*, renovado por *fib(CEB-FIP) Model Code 2010*, o modelo matemático que melhor representa o efeito deletério da ação das cargas de longa duração é:

$$\frac{f_{c,sus,j}}{f_{c,t_0}} = 0,96 - 0,12 * \sqrt[4]{\ln\{72 * (j - t_0)\}}$$

no qual:

$f_{c,sus,j}$ = resistência à compressão do concreto sob carga mantida, na idade j dias, em MPa;

f_{c,t_0} = resistência potencial à compressão do concreto na data (idade) t_0 instantes antes de aplicação da carga de longa duração, em MPa;

t_0 = idade de aplicação da carga, em dias, considerada significativa⁴³;

j = qualquer idade do concreto “a posteriori” de t_0 , expressa em dias ou fração de dias

exemplos:

$t_0 = 28\text{dias} \rightarrow$ para 28dias+1h $\rightarrow f_{c,28d+1h} = 0,84 \bullet f_{c,28d}$

$$t_0 = 28\text{dias} \rightarrow \text{para 1ano} \rightarrow f_{c,1ano} = 0,75 \bullet f_{c,28d}$$

$$t_0 = 28\text{dias} \rightarrow \text{para 50anos} \rightarrow f_{c,50anos} = 0,73 \bullet f_{c,28d}$$

$$t_0 = 1\text{ano}(CP V) \rightarrow \text{para 1ano+1h} \rightarrow f_{c,1ano+1h} = 0,84 \bullet f_{c,1ano} = 0,84 \bullet 1,15 \bullet f_{c,28d} = 0,97 \bullet f_{c,28d}$$

$$t_0 = 1\text{ano}(CP III) \rightarrow \text{para 1ano+1h} \rightarrow f_{c,1ano+1h} = 0,84 \bullet f_{c,1ano} = 0,84 \bullet 1,32 \bullet f_{c,28d} = 1,11 \bullet f_{c,28d}$$

$$t_0 = 1\text{ano}(CP V) \rightarrow \text{para 50anos} \rightarrow f_{c,50anos} = 0,73 \bullet f_{c,1ano} = 0,73 \bullet 1,15 \bullet f_{c,28d} = 0,84 \bullet f_{c,28d}$$

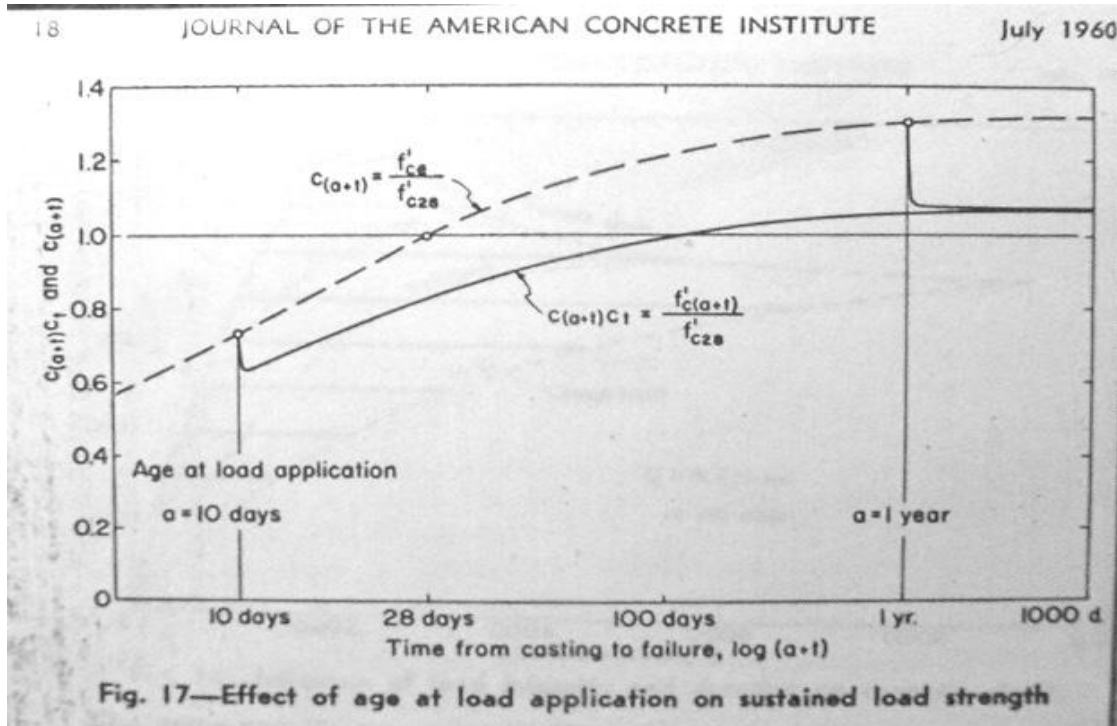


Figura 1. Reprodução (cópia) da expressiva representação da “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” do concreto, segundo Rüsche⁴¹.

Resumindo pode-se afirmar que aos 50anos:

$\beta_2 \geq 0,73$ de $f_{ck} \rightarrow$ para carga aplicada a 28dias (talvez somente algumas lajes poderão sofrer o carregamento de projeto em 28dias) para qualquer cimento

$\beta_2 \geq 0,84$ de $f_{ck} \rightarrow$ para carga aplicada a 1ano (maioria dos pilares de edifícios) para qualquer cimento

ou seja, adotar 0,73 para efeito Rüsche é estar sempre do lado mais conservador, pois na maioria das vezes a situação real é de estar com cargas efetivas em idades superiores a 28dias e com concreto de cimentos que crescem muito mais que 16% a partir de 28dias até 50anos.

Por outro lado ao admitir que o concreto foi carregado significativamente aos 28dias, é possível calcular de quanto varia o efeito Rüsche (a “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração”) de uma certa idade, por exemplo 1ano, até os 50anos. Fazendo os cálculos obtêm-se que equivaleria a passar de $0,75f_{ck}$ a $0,73f_{ck}$, ou seja, incidiria apenas em mais 1,03 da “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” ocorrida até 1ano.

Portanto 92,6% da “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” se manifesta no primeiro ano e apenas 7,4% do total se manifesta de 1ano a 50anos, para estruturas carregadas a 28dias.

idade	moldagem	28 dias	1 ano	50 anos
idade	0	t_0	j_1	j_2
f_c relativa	0	1,00	0,75	0,73
“perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” %	0	-	92,6	7,4
carga %	0	mais que 40%	mais que 40%	mais que 40%

5. FATORES QUE AFETAM A RESISTÊNCIA *IN SITU* DO CONCRETO

A resistência à compressão do concreto na estrutura é compreensivelmente menor que na boca da bica da betoneira devido aos seguintes fatores principais:

1. **Segregação** → nos elementos estruturais de grande altura (>30cm) há uma tendência dos materiais mais leves do traço, o ar e a água, subir para as partes mais altas, reduzindo a resistência potencial do concreto no topo de pilares, por exemplo, ou na superfície de lajes e vigas (exsudação). Essa diferença é tanto maior quanto mais inadequado for o traço, o lançamento e o adensamento do concreto ou mesmo a coesão do concreto devido a uma dosagem inadequada⁴⁴. Segundo *ACI 214.4R-10* o concreto do topo de pilares pode apresentar resistência 15% menor que aquela do terço inferior. Portanto poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{seg} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{seg} \geq 1,0$;
2. **Exsudação** → as superfícies superiores de concretagem em pilares, vigas e lajes podem apresentar uma camada de exsudação que deve ser descartada por ocasião do ensaio de resistência à compressão, através de corte com disco de corte de pelo menos 2cm do concreto superficial⁴⁵. Quando essa camada é significativa e não retirada da estrutura na retomada da concretagem em cabeças de pilar, pode ser responsável por maior fluência total daquele pilar. Portanto poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{exs} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{exs} \geq 1,0$;
3. **Adensamento** → 1% a mais de ar aprisionado pode ser responsável por 7% a menos na resistência à compressão, segundo *ACI 214.4R-10*. Portanto comprovar a eficiência e homogeneidade do adensamento, por exemplo com ensaios esclerométricos, é importante para evitar julgamentos precipitados sobre a efetiva resistência potencial do concreto de origem. Observe-se que o coeficiente de minoração da resistência à compressão do concreto, γ_c , já prevê essa dispersão negativa e portanto há de ser buscada a resistência potencial desse concreto e não a menor existente num certo pilar. Esse é outro conceito muito importante. Portanto poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{ade} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{ade} \geq 1,0$;
4. **Cura** → segundo o *ACI 214.4R-10* uma cura deficiente pode reduzir em até 10% a resistência à compressão que o concreto de origem possuía, na boca da betoneira, principalmente nas regiões superficiais do componente estrutural. Portanto poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{cur} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{cur} \geq 1,0$;
5. **Calor de hidratação** → segundo o *ACI 214.4R-10* temperaturas elevadas devido ao calor de hidratação em peças massivas, podem reduzir em até 23% a resistência à compressão do concreto de origem, na boca da betoneira. Portanto poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{cal} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{cal} \geq 1,0$;
6. **Microfissuração** → carregamentos precoces, descimbramentos precoces, impactos a baixa idade, podem reduzir a resistência do concreto em até 11%, segundo *ACI 214.4R-10*. Portanto poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{mic} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{mic} \geq 1,0$;

7. **Direção de lançamento do concreto comparada com direção de extração do testemunho** → segundo o *ACI 214.4R-10*, os testemunhos extraídos em direção ortogonal à direção de lançamento e adensamento do concreto (geralmente direção vertical igual à da gravidade) apresentam resistências à compressão inferiores (0% a 12%) àquelas obtidas de testemunhos extraídos na mesma direção vertical⁴⁶. Mais uma razão que explica o porquê da resistência do testemunho sempre ser inferior à do corpo-de-prova moldado que foi ensaiado na mesma direção de lançamento, ou seja, na vertical igual à direção de trabalho do concreto num pilar da estrutura. Portanto poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{dir} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{dir} \geq 1,0$;
8. **Relação altura/diâmetro** → o efeito da relação altura/diâmetro do testemunho é controverso na literatura, sendo que alguns pesquisadores consideram que os coeficientes dependem do nível de resistência do concreto. Para os casos de concretos e estruturas usuais considera-se adequados os coeficientes recomendados pela *NBR 7680*. Portanto poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{h/d} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{h/d} \geq 0,8$;
9. **Diâmetro do testemunho** → também aqui há controvérsias, pois o ideal seria extrair testemunhos com 15cm de diâmetro e 30cm de altura, porém as restrições geométricas e de bom senso recomendam extrair testemunhos de 2,5cm de diâmetro por 5cm de altura⁴⁷. Uns entendem que as diferenças são desprezíveis enquanto outros recomendam que um estudo seja feito na obra, quando houver dúvidas substanciais (posição do *ACI 214.4R-10*). Este pesquisador concorda com os primeiros, ou seja, considera que as diferenças introduzidas pela variação do diâmetro do testemunho são desprezíveis na grande maioria dos casos e não justifica estudos de correlação em obra que são complexos, caros e de difícil conclusão.

Diversos trabalhos buscaram quantificar a diferença total entre a variabilidade e a resistência à compressão do concreto numa produção rigorosa com a variabilidade (maior) e a resistência (menor) do concreto numa estrutura.

Conforme descrito anteriormente poder-se-ia utilizar um modelo do tipo:

$$f_{c,j} = k_{seg} * k_{exs} * k_{ade} * k_{cur} * k_{cal} * k_{mic} * k_{dir} * k_{h/d} * f_{c,ext,j}$$

Podendo-se considerar esse produto de coeficientes (k) como aproximadamente equivalente ao coeficiente parcial de minoração da resistência do concreto, γ_{cI} conforme descrito neste trabalho. Segundo *Bartlett and MacGregor*⁴⁸ o coeficiente de variação do concreto numa estrutura bem realizada com controle rigoroso, deveria ser da ordem dos valores indicados na Tabela 1. Caso sejam superiores denotariam produção e execução deficientes, sendo muito difícil distinguir entre elas, ou seja, se foi a produção (Concreteira), a execução (Construtora) ou o controle (Laboratório) o maior responsável pela elevada variabilidade dos resultados.

Tabela 1. Coeficientes de variação da resistência à compressão do concreto numa estrutura.

concreto	tipo de estrutura	um elemento	vários elementos
mesma betonada	todas	7%	8%
várias betonadas	concretada in loco	12%	13%
várias betonadas	pré-moldada	9%	10%

No Brasil, Cremonini⁴⁹, em sua excelente tese de doutorado pesquisou com propriedade e quantificou o coeficiente γ_{cI} conforme definido neste documento (pois alguns pesquisadores o chamam de γ_{c2} , na verdade tanto faz pois γ_c é um produto de coeficientes gama), encontrando, para o caso de construção de edifícios de vários pavimentos, com concreto produzido em

Centrais, caminhões-betoneira de 8m³, e velocidades de concretagem de 1 laje por semana, com desvio padrão de produção $\leq 4\text{MPa}$, relação entre a resistência média à compressão de corpos-de-prova moldados $f_{cm,28d}$ e as resistências médias obtidas diretamente do ensaio de testemunhos com relação h/d=2, de $f_{cm,28} = 1,24 * f_{cm,ext,28}$.

Portanto equivalente a $\gamma_{c1} = 1,24$, coerente com os coeficientes de minoração adotados universalmente. Por outro lado, ao comparar os valores característicos essa diferença subiu a $f_{ck,28d} = 1,29 * f_{ck,ext,28d}$ pois nele estão embutidos a maior variabilidade da resistência à compressão na estrutura comparada à variabilidade da resistência à compressão na boca da betoneira (produção).

Também no Brasil, Vieira Filho⁴⁷, em sua excelente tese de doutorado pesquisou em profundidade a influência negativa das operações de ensaio (microfissuração) nos resultados de resistência de testemunhos comparativamente à resistência obtida de corpos-de-prova moldados e todos ensaiados na mesma idade. Na sua tese ficou demonstrado que em média, $f_{cm,28d} = 1,07 * f_{c,ext,28d}$ o que significa que as operações de extração reduzem a resistência do concreto. Encontrou como limites, 1,09 para concretos de 20MPa e 1,04 para concretos de 70MPa.

A todas essas fontes de variabilidade deve ser acrescida a variabilidade das operações de ensaio. Segundo o *ACI 214.4R-10*, o coeficiente de variação para um mesmo operador é de $v_e = 3,2\%$ e entre vários operadores pode chegar a $v_e = 4,7\%$. Isso significa que parte da variabilidade total é devida às operações de ensaio, desde que estas estejam sob controle.

Do ponto de vista estatístico $v_c^2 = v_p^2 + v_e^2$ onde v_c é o coeficiente de variação total das operações de ensaio, produção e execução do concreto; v_p é o coeficiente de variação da produção de concreto na Central mais a variabilidade decorrente dos procedimentos de execução da estrutura na obra, e, v_e é o coeficiente de variação das operações de ensaio.

Na Tabela 2, apresenta-se o intervalo provável, esperado de variação dos resultados para um mesmo laboratorista, mesma estrutura, mesmo lote, mesmo tipo de componente estrutural, com testemunhos extraídos em posições geométricas equivalentes, segundo *ACI 214.4R-10*.

Tabela 2. Intervalo provável, esperado de variação dos resultados para um mesmo laboratorista, mesma estrutura, mesmo lote, mesmo tipo de componente estrutural, com testemunhos extraídos em posições equivalentes.

número de testemunhos “irmãos” pertencentes à mesma betonada	intervalo com somente 5% de chance de ser excedido ⁵⁰ $f_{c,ext,inf} \leq f_{cm,ext} \leq f_{c,ext,sup}$
3	± 10,6%
4	± 11,6%
5	± 12,4%
6	± 12,9%
7	± 13,3%
8	± 13,7%
9	± 14,1%
10	± 14,3%

6. RESISTÊNCIA DO CONCRETO OBTIDA DE TESTEMUNHOS $F_{C,EXT,J}$

Diante de tantas variáveis aleatórias e de difícil mensuração há necessidade de experiência e bom senso no estabelecimento do plano de amostragem e na análise dos resultados.

Como procedimento básico, decorrente das informações anteriores, poder-se-ia recomendar:

1. Como decorrência das definições e dos conceitos anteriormente expressos, no caso de resistência à compressão do concreto em componentes estruturais, é preciso,

primeiramente, saber se os componentes estruturais sob análise foram moldados com o concreto de uma mesma betonada;

2. Se positivo o próximo esclarecimento é observar se há bicheiras, vazios, defeitos, reparos, ou seja, se há deficiências evidentes de má execução;
3. Na seqüência indagar e medir dimensões, prumo e excentricidade do pilar (e eventualmente de outros componentes estruturais em análise). Com estrutura bem executada é possível aceitar γ_c menores pois há menos desconhecimentos;
4. Se necessário utilizar ensaio de dureza superficial (esclerometria), para confirmar homogeneidade do concreto desse pilar;
5. Com essas informações e desde que haja evidências que permita considerar que se trata de um componente estrutural bem executado com desvios dentro das tolerâncias da *NBR 14931*, deve-se aplicar o pacômetro para identificar a posição das armaduras longitudinais e estribos, buscando confirmar se estão de acordo com o projeto estrutural. Se necessário proceder a uma prospecção visual com escarificação superficial;
6. Uma vez constatada a coerência do componente estrutural (por exemplo pilar), escolher o diâmetro do testemunho de forma a não cortar armaduras e proceder à extração, preferencialmente no centro de uma das faces, na região do terço inferior, logo acima do fim da região de traspasse das armaduras. Preferencialmente o testemunho deve ter uma altura igual ao dobro do diâmetro mas devido às operações de ensaio e preparação dos topos e devido à necessidade de descartar as superfícies, é sempre conveniente extrair um testemunho com altura igual ao dobro do diâmetro mais 5cm;
7. O testemunho deve sair íntegro, sem fissuras, sem vazios nem corpos estranhos, com geratriz retilínea. Se houver problemas extrair cuidadosamente outro na mesma face e vertical desse pilar em análise, um pouco acima, espaçado, no mínimo de 1 (um) diâmetro do testemunho anterior. Basta 1 ou 2 testemunhos por pilar, no máximo⁵¹;
8. No laboratório de ensaio conferir geometria, esquadro e ortogonalidade, conferir interface testemunho com prensa, observar forma de ruptura e fragmentos na busca de eventuais “corpos estranhos”. Se tudo estiver bem, considerar o resultado como aproveitável. Caso contrário, descartar;
9. Considerando somente os resultados “confiáveis”, a resistência à compressão do concreto nesse pilar é o maior valor obtido dos testemunhos “irmãos”. Comparando esse valor com o resultado da resistência do corpo-de-prova moldado (referidos a uma mesma idade j), se houver uma discrepância de $\pm 30\%$ repetir os ensaios, pois deve haver algum erro grosseiro num dos procedimentos, ou no de extração ou no de moldagem (controle), ou em ambos. Ou não repetir, mas estar seguro de como justificar tamanha discrepância⁵².

Os resultados analisados dessa forma devem ser organizados em uma tabela comparativa de $f_{c,28\text{dias}}$ com $f_{c,ext,ji}$ buscando encontrar o $f_{c,ext,j}$ definitivo (adotado) conforme modelo mostrado na Tabela 3.

Tabela 3. Resistência à compressão do concreto obtida de testemunhos, $f_{c,ext,j}$

local pilar viga	resistência moldado MPa, $f_{c,28\text{dias}}$	resistência extraído, 1ª campanha MPa, $f_{c,ext,j1}$	resistência extraído, 2ª campanha (se for o caso) MPa, $f_{c,ext,j2}$	resistência à compressão do concreto, adotada, em MPa, $f_{c,ext,j}$

7. CONVERSÃO DE “EXTRAÍDO” $f_{C,EXT,J}$ A “MOLDADO” $f_{C,J}$ NA IDADE J

O valor obtido por conta de se tratar de testemunho extraído, ou seja, além de ser afetado negativamente pelas operações de extração (1,07 segundo Vieira Filho já citado), para as quais ainda não há fatores de ajuste/correção consensuados no Brasil, também são afetados pelas operações de execução, ou seja, deveria ser corrigido por dois ou mais fatores. Certas normas assim o fazem mas no Brasil essa correção, necessária e justa, infelizmente ainda não é considerada no país.

Por exemplo, segundo *ACI 214.4R-10*, a conversão de “extraído” $f_{c,ext,j}$ a “moldado” $f_{c,j}$ deveria atender a:

$$f_{c,j} = F_{lda} \bullet F_{dia} \bullet F_{mc} \bullet F_d \bullet f_{c,ext,j}$$

F_{lda} = coeficiente de correção da relação altura / diâmetro ≤ 2 (*consensuado no Brasil e constante da NBR 7680*);

F_{dia} = coeficiente de correção devido ao diâmetro (pode variar de 0,98 a 1,06) (*ainda não consensuado no Brasil*);

F_{mc} = coeficiente de correção devido a condições de sazonalidade do testemunho (pode variar de 0,96 a 1,09) (*ainda não consensuado no Brasil*);

F_d = coeficiente de correção devido à danificação decorrente da extração (broqueamento) (= 1,06) (*ainda não consensuado no Brasil*).

Em outras palavras os americanos, através da norma *ACI 214.4R-10*, aumentam o valor obtido diretamente do testemunho de 1 a 1,23 vezes para poder comparar com o valor de projeto (referido ao moldado).

Deixando de lado o efeito deletério do broqueamento que infelizmente não é levado ainda em conta no Brasil, há outro importante efeito a considerar: os resultados de testemunhos são muito mais representativos e mais próximos do $f_{ck,ef}$ que os corpos-de-prova moldados. Por essa razão, é possível reduzir γ_c , por dispor-se de um resultado que abarca maior conhecimento dos “desconhecimentos”, ou seja, uma vez que é melhor conhecido aquilo que foi executado, pois a amostra extraída vem dele (do executado).

Na prática significa majorar de algo o resultado do extraído. As normas existentes e consagradas divergem sobre essa “majoração” a saber:

1. o item 12.4.1 da *NBR 6118:2007* \rightarrow com base na teoria da segurança:

$$f_{c,j} = 1.1 \cdot f_{c,ext,j}$$

aceitando uma redução de γ_c em nome da maior representatividade de $f_{c,ext}$ em relação a $f_{ck,ef}$

2. a *NBR 6118:1978* (*válida até 2003*) permitia considerar :

$$f_{c,j} = 1.15 \cdot f_{c,ext,j}$$

aparentemente mais coerente e mais justo devido ao grande número de variáveis no sentido negativo, de redução da resistência do testemunho

3. o *ACI 437:2003 Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings* no item 5.1.1 recomenda:

$$f_{c,j} = 1.18 \cdot f_{c,ext,j}$$

4. o *ACI 318:2005 Building Code Requirements for Structural Concrete*, nos itens 9.3 e 20.2, recomenda:

$$f_{c,j} = 1.21 \text{ a } 1.25 \cdot f_{c,ext,j}$$

5. a *fib(CEB-FIP) bulletin n.2. v.2. July 1999. Structural Concrete. updating CEB/FIP Model Code 90, item 6.3 p.59* recomenda:

$$f_{c,j} = 1.11 \text{ a } 1.20 \cdot f_{c,ext,j}$$

6. o *EUROCODE II. EN 1992. Dec. 2004. Design of Concrete Structures. General Rules for Buildings. Annex A item A.2.3 – EN 13791 Assessment of Concrete Compressive Strength in Structures or in Structural Elements. p. 200*, recomenda para revisão da segurança:

1. estrutura bem executada → revisar a segurança adotando:
 $\gamma_s = 1.05$ (ao invés de 1.15)
 $\gamma_c = 1.35$ (ao invés de 1.50) → $\gamma_c = 1.26$ (equivalente no Brasil)
2. a partir de testemunhos extraídos revisar adotando:
 $f_{c,j} = 1.18 \cdot f_{c,ext,j}$

Resumindo para ser conservador e estar conforme com a *NBR 6118 :2007* deve-se majorar em apenas 10%. Para ser pragmático e coerente com as demais normas nacionais e internacionais poder-se-ia majorar de 11% a 25% a critério do consultor e sempre com “bom senso”. Observe-se que 1,24 foi o valor obtido na tese de Cremonini, já citada.

Com essas informações recomenda-se organizar uma nova tabela considerando esses diferentes coeficientes de ajuste, conforme mostrada na Tabela 4.

Tabela 4. Conversão de “extraído” a “ moldado” segundo diferente normas, na idade j

Local pilar viga	$f_{c,ext,j}$ MPa	NBR 6118:2007	NBR 6118:2002	ACI 437 & EUROCODE II	Model Code 90	ACI 318:2005	$f_{c,j}$ adotado MPa
		1,1	1,15	1,18	1,20	1,25	

Com muito bom senso e levando em consideração os aspectos de porosidade, imperfeições durante o processo de extração, qualidade dos topos (retificação) e planeidade do prato da prensa, importância do elemento estrutural (pilar ou laje), e outras, escolher um dos valores como o valor mais correto a ser adotado como $f_{c,j}$.

Atualmente no Brasil, por questões normativas, convém adotar o valor sugerido pela *NBR 6118:2007* e, somente em casos especiais, outro valor maior, por exemplo 1,15 da antiga *NBR 6118:1978*, que foi válida até 2003. De qualquer forma adotar 1,15 ainda significa estar declaradamente a favor da segurança, penalizando a verdadeira resistência do concreto.

8. CONVERSÃO DE $F_{C,J}$ A $F_{CK,EST}$ PARA 28DIAS

Em primeiro lugar deve-se admitir que o $f_{c,ext,j}$ e o $f_{c,j}$ se referem a mesmo lote, mesma betonada, ou seja, representam a resistência potencial do concreto daquela betonada (unidade de produto) e portanto podem ser admitidos como o $f_{ck,est,j}$ daquele elemento estrutural, ou seja, resistência potencial característica estimada daquele concreto à compressão.

É a resistência que mais se aproxima daquela resistência que tinha a betonada que lhe deu origem, referida à idade j .

Na seqüência para obter o $f_{ck,est}$ a 28 dias, deve ser considerado dois cenários: o concreto extraído está sob carga de longa duração que foi aplicada aos 28dias, ou, não foi ainda carregado, significativamente, ou seja, não está sob cargas de longa duração.

1º cenário: o concreto extraído está sob carga de longa duração aplicada desde os 28dias

- Neste caso, não há necessidade de aplicar coeficientes para retroagir as resistências a 28dias pois se tratam de testemunhos extraídos de elementos sob carga, conforme Fig. 2;
- Só teria sentido retroagir se fossem corpos-de-prova moldados e conservados em câmara úmida ou tanque de água com temperatura controlada porém sem carga.
- A resistência atual sob carga, ou seja, já afetada, já diminuída, pelo efeito Rüsçh é a obtida e constante da última coluna da Tabela 4. Na realidade, para efeito de segurança, essa resistência deveria ser comparada à resistência teórica que teria o modelo de segurança da *NBR 6118:2003*, ou seja, o produto dos β_s , o que equivale, neste exemplo de um ano de idade, a $\beta_1 = 1,11$ e $\beta_2 = 0,75$ e portanto $\beta = 0,83$. Em outras palavras, sempre que $f_{c,j} \geq 0,83 \cdot f_{ck}$, o concreto poderia ser aceito ou considerado conforme;
- Para revisar a segurança basta considerar que desta data em diante, por exemplo, de

1ano, até 50anos, a resistência ainda vai crescer (β_1) de 1,05 a 1,10 (depende do cimento utilizado) em relação ao valor atual ($f_{ck,1ano}$) e o efeito Rüschi (β_2) poderá incidir apenas mais 3% ou seja 1,03.

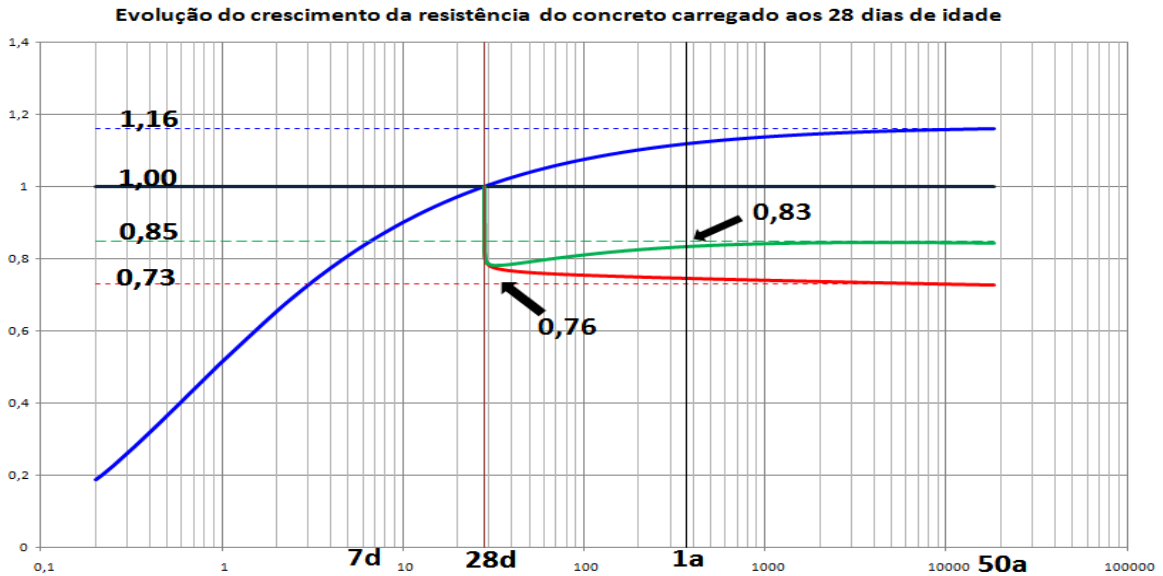


Figura 2. Evolução da resistência à compressão do concreto sob carga desde os 28 dias.

- Pragmaticamente, e a favor da segurança, significa adotar a resistência medida atual na idade de 1ano $f_{c,j}$ como $f_{ck,est}$ a 28 dias, ou seja $f_{ck,est} = f_{c,j}$ que neste exemplo seria $f_{c,1a}$.
- 2º cenário: o concreto extraído ainda não foi carregado e sua resistência cresceu “livre”**
- O *ACI 318* e o *ACI 214.4R-10*, nestes casos, também adotam a resistência atual como a resistência de projeto. O *EUROCODE II* e outras normas não são claras nesse critério, mas geralmente nada comentam sobre a necessidade de retroagir a resistência a 28 dias;
 - Como sugestão, neste caso, retroagindo a resistência atual para os 28 dias obter-se-ia a resistência provável e estimada $f_{ck,est}$ a 28 dias. No caso de 1ano corresponderia a dividir o valor atual medido por 1,11 segundo o modelo de segurança da *NBR 6118*;
 - Na sequência seria necessário aplicar o efeito Rüschi a partir da data de aplicação efetiva da carga, exemplificada neste caso como 1ano. Assim procedendo os coeficientes efetivos β_2 , a serem utilizados para prever as resistências a 50anos sob carga constante aplicada a 1ano seriam de $0,84f_{ck,28d}$ a $0,96f_{ck,28d}$ segundo o tipo de cimento, conforme Fig. 3;

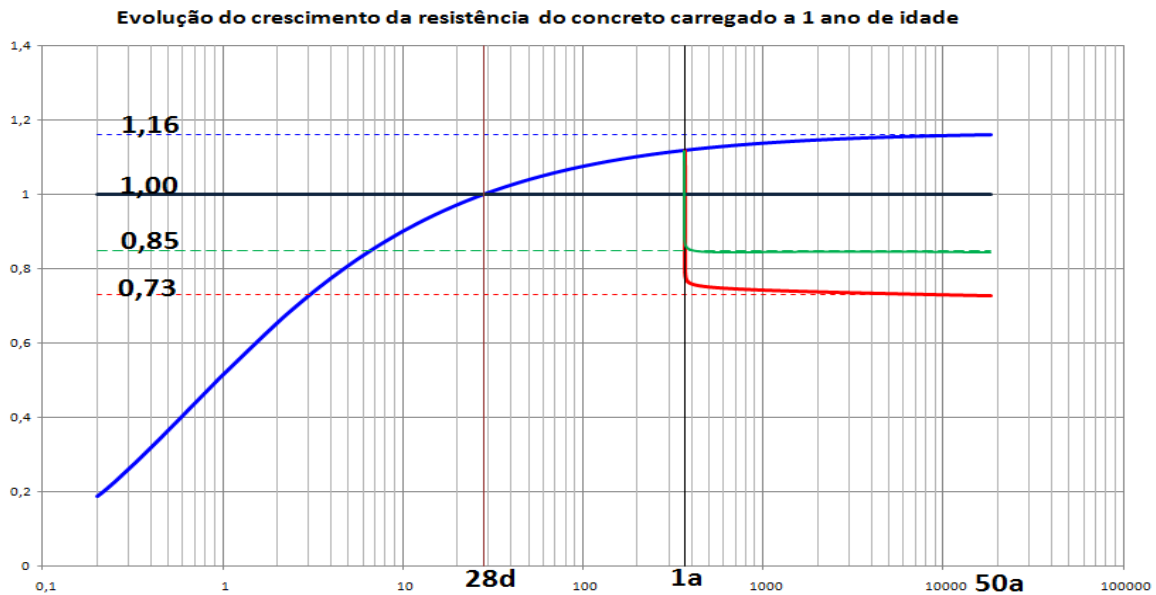


Figura 3. Evolução da resistência à compressão do concreto somente carregado a um ano de idade.

- Por razões conservadoras o coeficiente β_I adotado na *NBR 6118* é de apenas 1,16, o que acarretaria neste exemplo a obter σ_{cd} a 50anos igual a $0,85 \bullet f_{cd}$ qualquer que seja o cimento utilizado, porém com uma grande vantagem de sempre estar acima de 0,85, o que não ocorre com carregamentos a idades mais jovens;
- Concluindo, neste caso, do ponto de vista prático, e a favor da segurança, significa adotar $f_{ck,est,28d} = (f_{c,1ano})/1,11$. Caso seja adotada outra idade de extração e ensaio do testemunho, então deve-se dividir a resistência atual pelo coeficiente β_I da curva de crescimento da *NBR 6118:2007*.

Observa-se que a segurança estrutural adotada pela *NBR 6118*, admite que a resistência do concreto cresce apenas 16% de 28dias a 50anos. Na realidade cresce muito mais e os concretos com cimentos CP III e CP IV terão reserva de segurança muito superior ao valor de norma em qualquer idade acima de 28dias e sem dúvida a 50anos.

9. CONVERSÃO DE $F_{CK,EST}$ A F_{CK} PARA REVISÃO DE PROJETO

O resultado apresentado na Tabela 4, não é aquele que deve ser utilizado na revisão de cálculo da estrutura pois são valores “quebrados” limitados por uma análise puramente matemática.

Do ponto de vista da engenharia de concreto as classes de concreto estão numa escala de 5MPa, ou seja C20, C25, C30 e assim por diante até C50, conforme *NBR 8953:2009. Concreto para fins estruturais. Classificação por grupos de resistência. Classificação*, não tendo sentido físico nem no âmbito da engenharia de concreto considerar precisões de decimal ou valores intermediários entre as classes já consagradas e normalizadas.

Fazer este arredondamento é perfeitamente compatível com o desconhecimento das diversas variáveis envolvidas, todas no sentido de reduzir a resistência efetiva, desconsideradas nos cálculos e coeficientes anteriores.

Desta forma recomenda-se, com segurança e de forma conservadora, que os cálculos estruturais sejam revisados adotando-se os valores de f_{ck} indicados na Tabela 5, e que as tensões de cálculo no concreto sejam obtidas a partir da fórmula clássica recomendada pela *NBR 6118:2007*, a saber:

$$\sigma_{cd} = \frac{f_{ck} * 0.85}{\gamma_c} = \frac{0.85}{1.4} * f_{ck}$$

Resultando, como exemplo, resistência à compressão para os pilares de $f_{ck} \geq 50\text{MPa}$ a 28 dias e tensão de cálculo do concreto disponível na peça para fins de dimensionamento no ELU, igual a $\sigma_{cd} = 30,3\text{MPa}$ ($\equiv f_{ck,ef}$). Nos casos de $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$, as tensões de cálculo deveriam ser $\sigma_{cd} = 24,3\text{MPa}$ ($\equiv f_{ck,ef}$).

Tabela 5. Resistência Característica do Concreto à Compressão f_{ck} para fins de revisão de Projeto (NBR 5983)

Local pilar viga	resistência característica do concreto à compressão admitindo pilares sem carga MPa, f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão admitindo pilares em carga MPa, f_{ck}
P	C20	C20
V	C25	C25
P	C30	C30
V	C35	C35
P	C40	C40
P	C45	C45
P	C50	C50

10. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Encerrando, reitera-se que para fins de revisão do Projeto Estrutural deve ser adotado um novo f_{ck} e não um $f_{ck,est}$.

Nos casos gerais recomenda-se adotar os f_{ck} estabelecidos na NBR 8953:2009. *Concreto para fins estruturais. Classificação por grupos de resistência. Classificação*, ou seja: C20, C25, C30, C35, C40, C45, C50, C55, C60, C70, C80, C90 ou C100.

Portanto a partir do $f_{ck,est}$ adotar um f_{ck} de acordo com o seguinte critério pragmático:

Nos concretos C20 a C60, sempre fazer aproximação ao valor mais próximo tanto para cima como para baixo, ou seja:

$$f_{ck,est} = 37,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{considerar } f_{ck} = \text{C35};$$

$$f_{ck,est} = 44,1 \text{ MPa} \rightarrow \text{considerar } f_{ck} = \text{C45 e assim por diante.}$$

Nos concretos C60 a C100, sempre fazer aproximação ao valor mais próximo tanto para cima como para baixo, ou seja:

$$f_{ck,est} = 64,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{considerar } f_{ck} = \text{C60};$$

$$f_{ck,est} = 87,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{considerar } f_{ck} = \text{C90 e assim por diante.}$$

“Portanto utilizar os mesmos modelos e programas como se os resultados fossem obtidos de corpos-de-prova moldados ensaiados em condições padronizadas a 28dias”, ou seja:

$$\sigma_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} * 0.85$$

Conforme demonstrado, para fins de estimativa/cálculo de f_{ck} a 28 dias de idade, a partir de corpos-de-prova rompidos a qualquer idade ou de testemunhos extraídos a qualquer idade, superior a 28 dias, levando em conta o método de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto no Brasil (*NBR 6118:2007*), e apoiando-se nos conceitos de “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” formulados por Rüschi em 1960, observa-se que o procedimento sempre comportará, três passos principais:

- 1º Corrigir o $f_{c,ext,j}$ a moldado, ou seja $f_{c,j}$;
- 2º Obter o $f_{ck,est}$ (28 dias) a partir do $f_{c,j}$ que na maioria dos casos pode ser o próprio valor obtido a j dias de idade (quando sob carga), ou o valor a j dias dividido pelo β_t de crescimento da *NBR 6118* (quando não está sob carga);
- 3º A partir dos $f_{ck,est}$ adotar pragmática e com bom senso, um f_{ck} de acordo com a classificação dos concretos segundo a *NBR 8953:2009. Concreto para fins estruturais. Classificação por grupos de resistência*.

11. REFERÊNCIAS

-
- ¹A normalização americana para estruturas de edificações, *ACI 318*, adota 10% como o quantil inferior da distribuição admitida normal, das resistências à compressão do concreto. No caso de pavimentos de concreto adota quantil de 20%. Brasil e EUROCODE adotam apenas 5% de defeituosos. Observe-se que os americanos indicam por f'_c enquanto na Europa e Brasil usa-se a notação f_{ck} , porém ambos têm conceitos equivalentes em termos estatísticos, mas notação própria.
 - ²O volume de concreto de um caminhão betoneira usual, de 8m³, pode ser suficiente para concretar 10 (dez) ou mais pilares de um edifício convencional. Portanto mesmo que apenas uma “betonada” esteja com resistência abaixo de f_{ck} , as conseqüências podem ser desastrosas.
 - ³Laniková, I.; Stepánek, Petr et al. Fully Probabilistic Design. The Way for Optimising of Concrete Structures. In: *Proceedings of Conference 14. Betonárské dny 2007. CBS Servis, 2007*, s. 421-426, (in Czech). *Análise feita para ELS (SLS) e ELU (ULS)*.
 - ⁴Observe-se que neste artigo de discussão técnica não está sendo considerada a questão comercial, ou seja, é possível em certas circunstâncias aceitar um concreto com resistência à compressão de 0,9 do f_{ck} sem necessidade de reforço. Por outro lado, comercialmente, esse concreto pode ser penalizado pois o pedido / contrato de fornecimento foi de f_{ck} e não $0,9*f_{ck}$
 - ⁵José Calavera Ruiz. La Influencia de las Variaciones Resistentes de los Materiales y de las Variaciones Dimensionales de las Piezas de Hormigón Armado sobre su Capacidad Resistente. Madrid, Instituto Eduardo Torroja, Monografía n. 324, Febrero 1975. 142p.
 - ⁶Alfonso Juan Villanueva Gaspar. Influencia de las Variaciones Dimensionales e de Calidad de los Materiales en la Seguridad de Piezas de Hormigón Pretensado Trabajando a Flexión. Madrid, Instituto Eduardo Torroja, Monografía n. 361, Septiembre 1980. 146p.
 - ⁷Nos casos triviais, na chegada do caminhão betoneira, após bem misturar o concreto do balão no canteiro, deve ser retirada uma pequena porção de concreto para ensaios de consistência do concreto fresco. Estando dentro dos limites o início da descarga do concreto para a obra é autorizado. A retirada de uma porção de concreto para representar a resistência à compressão do concreto daquele balão, chamado na *NBR 12655* de resistência do exemplar, por norma, deve ser realizada com retirada de uma porção pertencente ao volume do terço médio do balão. Este pesquisador recomenda retirar do último terço. Do ponto de vista físico ou de engenharia de concreto, tanto faz. Do ponto de vista matemático o terço central é mais representativo, mas do

ponto de vista do risco de erro humano, retirar do terço final significa impedir até esse final que seja lançada água em excesso no balão, ou seja, reduz psicologicamente o risco de haver distorção significativa no traço e qualidade do concreto em um volume grande.

⁸*NBRNM 067:1998 Concreto. Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Método de Ensaio.*

⁹Em casos especiais de concreto produzido em obra, no canteiro, cabe aplicar as recomendações da *NBR 5750 Amostragem de concreto fresco produzido por betoneiras estacionárias. Método de ensaio.*

¹⁰A RBLE Rede Brasileira de Laboratórios de Ensaaios é um conjunto de laboratórios credenciados pelo INMETRO segundo os requisitos da norma *NBR ISO/IEC 17025* e congrega competências técnicas e capacitações vinculadas a indústrias, universidades e institutos tecnológicos, habilitados para a realização de serviços de ensaios. O credenciamento estabelece um mecanismo para evidenciar que os laboratórios se utilizam de um sistema da qualidade, que possuem competência técnica para realizar serviços de ensaios e assegurar a capacidade em obter resultados de acordo com métodos e técnicas reconhecidos nacional e internacionalmente. Os laboratórios da RBLE são utilizados para a realização de ensaios e testes de funcionamento e desempenho em produtos que possuem certificação compulsória ou voluntária. A rastreabilidade das medições é garantida através das calibrações dos padrões nos laboratórios da RBC Rede Brasileira de Calibração ou diretamente nos laboratórios do INMETRO.

¹¹American Concrete Institute. ACI 214 Recommended practice for evaluation of compression test results of field concrete. Manual of Concrete Practice. Detroit, v.1, 2008

¹²American Concrete Institute. ACI 214.4R-10 Guide for obtaining cores and interpreting compressive strength results. ACI, June 2010.

¹³J. D. McIntosh. Concrete and statistics. London, CR Books, 1963

¹⁴Stanton Walker. Application of theory of probability to design of concrete for strength specifications. Rock Products, v. 47, n.3, p. 70-4, mar. 1944

¹⁵F. N. Sparkes. The control of concrete quality: a review of the present position. In: Andrew, R. P., ed. Mix Design and Quality Control of Concrete: proceedings of a symposium. London, CCA, 1954, p.211-27

¹⁶Comite Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. Design Code. London, Thomas Telford, 1993

¹⁷Alvaro García Meseguer. Control de la Calidad. In: *Colloque Européen sur le Contrôle de la Qualité dans la Construction, primer*. Madrid, 1976. Compterendus, European Organization for Quality Control EOQC, 1976, p. 361-3

¹⁸Péricles Brasiliense Fusco. A influência da variabilidade da resistência do cimento na variabilidade da resistência do concreto. In: *Seminário sobre Controle da Resistência do Concreto*. São Paulo, 1979, Anais. IBRACON

¹⁹A ex-norma *NBR 11562:1990. Fabricação e Transporte de Concreto para Estruturas de Centrais Nucleoelétricas (baseada num antiga recomendação do Bureau of Reclamation, USA)*, já considerada obsoleta pela ABNT, e portanto descartada, estabelecia que nenhum resultado de resistência à compressão dentro de um mesmo caminhão betoneira (mesma betonada) poderia diferir $\pm 7,5\% \bullet f_{cm}$ (ou seja, nenhum resultado dentro da mesma betoneira pode diferir de mais ou menos 7,5% da resistência média dessa betonada). Em outras palavras isso equivale a dizer que o coeficiente de variação total das resistências dentro de uma betonada é sempre muito pequeno, ou seja, sempre menor que $v_c < 2,5\%$. Por essa razão desprezível diante de outras variáveis muito mais importantes.

²⁰O furo deixado pelo testemunho danifica o elemento estrutural e reduz muito sua capacidade portante. Por exemplo, um testemunho de diâmetro 10cm com altura de 20cm, deixa um furo de

12cmx22cm, no mínimo, que representa no caso de um pilar de secção quadrada de lado 40cm, mais de 16% de redução da secção resistente de concreto. Por essa e outras razões este pesquisador recomenda extrair o menor número possível de testemunhos e que estes sejam de pequenas dimensões e que nunca cortem armaduras.

²¹Paulo Helene. Concreto Endurecido. Avaliação da Dureza Superficial pelo Esclerômetro de Reflexão. São Paulo. *Anais: II Simpósio sobre Normalização de Cimento, Concreto e Agregados*. ABNT, CB-18 Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados, Nov. 1982. 28p.

²²Em certas situações especiais, nas quais a densidade de armadura é muito grande e não há espaçamento livre entre barras longitudinais que permita a extração de testemunhos com esse diâmetro recomendável, é possível e seguro extrair mini-testemunhos (□25mmx50mm), tomando-se os cuidados recomendados na tese de doutoramento de José Orlando Vieira Filho: *Avaliação da Resistência à Compressão do Concreto através de Testemunhos Extraídos: Contribuição à Estimativa do Coeficiente de Correção devido aos Efeitos do Broqueamento*. 2007, principalmente o relativo ao aumento do número de testemunhos por exemplar devido à maior variabilidade dos resultados. De qualquer modo extrair mini-testemunhos, sempre é mais seguro pois danifica menos a estrutura e nunca aumenta a resistência potencial do concreto. Se bem extraído, ensaiado e analisado, vai se aproximar da resistência efetiva e potencial a igual que qualquer outro testemunho.

²³Paulo Helene. Avaliação da Resistência à Compressão de Estruturas Através de Testemunhos Cilíndricos de Concreto. São Paulo. São Paulo. *Anais: I Simpósio sobre Normalização de Cimento, Concreto e Agregados*. ABNT, CB-18 Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados, Out. 1980. 33p.

²⁴Pedaços de madeira, agregados frágeis ou torrões de argila, pedaços de armadura, papel de jornal ou de saco de aglomerante, isopor, pó de serragem, casca de banana ou outras frutas, etc.

²⁵ABNT NBR 15575-1:2010 Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos. Desempenho Parte 1: Requisitos gerais

ABNT NBR 15575-2:2010 Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos. Desempenho. Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais

ABNT NBR 15575-3:2010 Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos. Desempenho. Parte 3: Requisitos para os sistemas de pisos internos

ABNT NBR 15575-4:2010 Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos. Desempenh. Parte 4: Sistemas de vedações verticais externas e internas

ABNT NBR 15575-5:2010 Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos. Desempenho. Parte 5: Requisitos para sistemas de coberturas

ABNT NBR 15575-6:2010 Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos. Desempenho. Parte 6: Sistemas hidrossanitários

²⁶NBR 7584:1995. *Concreto endurecido. Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Método de Ensaio*,

²⁷No Brasil $\square_c = 1,4$ enquanto na maioria das normas internacionais $\square_c = 1,5$.

²⁸No método semi-probabilista de introdução da segurança no projeto estrutural, adotado na NBR 6118, as ações (cargas) e as resistências, com suas correspondentes solicitações atuantes e resistentes, são consideradas variáveis aleatórias que podem ser representadas pela distribuição de extremos e a de Gauss, respectivamente, sendo introduzidos coeficientes de ponderação para “representar” outras variáveis. Na prática somente as resistências dos materiais são variáveis aleatórias a serem medidas e quantificadas durante o processo de execução e uso da estrutura, pois as cargas estão pré-fixadas em tabelas e textos normativos.

²⁹Definição universalmente aceita e que consta da *NBR 6118:2007 Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento*.

³⁰Em geral considera-se tolerável até 10% abaixo do f_{ck} . Até esse limite de $0,9 f_{ck}$ é usual ser dispensável a revisão de cálculo e o reforço da estrutura. Caso os resultados dos corpos-de-prova e exemplares moldados sejam inferiores a $0,9 f_{ck}$ pode haver necessidade de revisão estrutural e reforço.

³¹Entende-se por ensaio de resistência à compressão de curta duração, o ensaio que dura menos de 15 minutos. Além desse período o resultado passaria a ser afetado pelos efeitos deletérios das cargas de longa duração (efeito Rüsck). Em muitos casos, e este pesquisador assim o faz, a literatura chama esses ensaios de curta duração, de carregamentos ou ensaios “instantâneos”.

³²A execução de estruturas de concreto devem seguir as regras clássicas de “bem construir” e os procedimentos prescritos pela *NBR 14931:2004 Execução de Estruturas de Concreto. Procedimento*.

³³Na realidade γ_c representa várias diferenças entre o valor experimentalmente obtido do ensaio padrão em corpos-de-prova na boca da betoneira, e o valor efetivo da resistência no elemento estrutural na estrutura bem construída. Conforme explicitado no texto da *fib(CEB-FIP) bulletin n.2. v.2. July 1999. Structural Concrete, updating CEB/FIP Model Code 90, item 6.3 p. 59* e no da *NBR 6118, item 12.1*, $\gamma_c = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} \cdot \gamma_{c3} = 1,5$, onde: $\gamma_{c1} \rightarrow$ representa a variabilidade da resistência do concreto na estrutura em relação à variabilidade da resistência desse concreto dentro da betoneira e pode ser admitido como da ordem de 1,23. $\gamma_{c2} \rightarrow$ representa a diferença entre a resistência no corpo-de-prova e a resistência do concreto no elemento estrutural e pode ser admitido como da ordem de 1,05. $\gamma_{c3} \rightarrow$ representa as incertezas na avaliação matemática da capacidade resistente do elemento estrutural (R) devidas a desvios na construção e modelos de cálculo, e pode ser admitido como da ordem de 1,16. No caso do Brasil poder-se-ia adotar $\gamma_{c1} \approx 1,21$, $\gamma_{c2} \approx 1,03$ e $\gamma_{c3} \approx 1,12$.

³⁴Admite-se que a menor unidade homogênea de concreto é o volume de concreto de uma betonada, seja de uma betoneira estacionária de 300L, seja de um caminhão betoneira de 12.000L (12 m³). Para isso ser verdade é necessário que o equipamento esteja em perfeitas condições de conservação e que seja operado adequadamente, principalmente quanto ao tempo e giros da betoneira. A máxima variabilidade de resistência (variabilidade do concreto mais variabilidade das operações de ensaio) tolerada num volume de concreto de um caminhão betoneira, expressa pelo coeficiente de variação da curva normal de Gauss, é da ordem de apenas $v_c < 2,5\%$. Ao atender o critério de amostrar corretamente o concreto da betonada, através de coletas do concreto da porção do terço médio do volume total, fica subentendido que se busca essa resistência potencial, pois concretos do início da descarga ou do seu final podem ter resistência com maior variabilidade, tanto para mais como para menos. Sempre cabe ressaltar que não há como elevar a resistência do concreto a não ser alterando o traço. Portanto quaisquer erros de amostragem e ensaio, tenderão a reduzir esse valor potencial, jamais aumentá-lo, a não ser por má fé ou erro humano grosseiro.

³⁵a *NBR 12655:2006* prescreve os tamanhos máximos de lotes de concreto, em volume, a serem considerados de cada vez. Evidentemente o tamanho mínimo de lote possível coincide com a menor unidade de produto, ou seja, com o volume da betonada. Uma vez conhecidas as resistências de todas as betonadas, o universo dos resultados é conhecido e não há mais necessidade de aplicar estimadores (modelos matemáticos utilizados para inferência estatística).

³⁶*NBR 7680: 2007 Concreto: Extração, preparação, e ensaios de testemunhos de concreto. Procedimento*.

- ³⁷Observa-se que para fins de resistência de estruturas de concreto, de aço, de pedras e de alvenaria cerâmica, qualquer duração da carga acima de 15 minutos é considerada de longa duração.
- ³⁸Paulo Helene. A Resistência do Concreto sob Carga Mantida e a Idade de Estimativa da Resistência Característica. São Paulo. *Anais: III Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto*. São Paulo, Dez. 1993. p. 271-282
- ³⁹Certos pesquisadores consideram que são 3 (três) coeficientes. Que além dos dois betas citados (β_1 e β_2) ainda deveria ser considerado um terceiro coeficiente que levasse em conta a diferença entre um corpo-de-prova cilíndrico de $h/d = 2$ para um pilar que teria geometria diversa desta. Esses pesquisadores atribuem a este coeficiente valores de 2% a 5%, sem especificar qual a geometria do pilar, qual a direção de extração, qual a dimensão do corpo-de-prova ou do testemunho, etc. Por ser um coeficiente muito vago, de difícil medida experimental, foi aqui desprezado frente às demais variáveis em jogo, mais objetivas e de maior importância.
- ⁴⁰item 17.2.2 da *NBR 6118:2007*.
- ⁴¹Hubert Rüschi. Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete. *ACI Journal*, July 1960. p. 1-28
- ⁴²CEB-FIP Model Code 90. Design Code. Bulletin d'Information 213/214, May 1993. O mesmo modelo foi adotado pela nova versão do *fib(CEB-FIP) Model Code 2010*
- ⁴³Não há consenso sobre o que significa carga significativa. Sabe-se que se o concreto estiver descarregado, por exemplo um corpo-de-prova na câmara úmida, a resistência vai sempre crescer livremente. Se estiver muito carregado (da ordem de 0,7 de sua resistência f_c de ensaio "instantâneo"), sua resistência vai subir menos pois estará sendo reduzida pelo efeito Rüschi, ou seja estará sendo reduzida pelo mecanismo da "perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração". Este pesquisador propõe que abaixo de $0,4f_c$ não há efeito notório da "perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração" e acima desse valor ela é integral. Trata-se apenas de uma simplificação de bom senso, ainda sem comprovação experimental.
- ⁴⁴Nils Petersons. Recommendations for Estimation of Quality of Concrete in Finished Structures. *Stockholm. Materials et Constructions*, v.4, n.24, 1971. p. 379-97
- ⁴⁵D.P. Maynard & S.G. Davis. The Strength of "in situ" Concrete. *London. The Structural Engineer*, v. 52, n. 10, Oct. 1974. p. 369-74
- ⁴⁶Adolfo Delibes Liniers. Análisis de la Influencia de algunas Variables en la Extracción y Ensayo a Compresión de Probetas Testigos de Hormigón. *Madrid, Instituto Eduardo Torroja. Informes de la Construcción*, n. 266, 1974. p. 65-79
- ⁴⁷José Orlando Vieira Filho: Avaliação da Resistência à Compressão do Concreto através de Testemunhos Extraídos: Contribuição à Estimativa do Coeficiente de Correção devido aos Efeitos do Broqueamento. São Paulo, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2007. (tese de doutorado)
- ⁴⁸F. M. Bartlett & J. G. MacGregor. Equivalent Specified Concrete Strength from Core Test Data. *ACI, Concrete International*, v.17, n.3, Mar. 1995. pp.52-8
- ⁴⁹Ruy Alberto Cremonini. Análise de Estruturas Acabadas: Contribuição para a Determinação da Relação entre as Resistências Potencial e Efetiva do Concreto. São Paulo, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil PPGE, Departamento de Engenharia de Construção Civil, Jul. 1994. (tese de doutorado)
- ⁵⁰Portanto um valor que exceda mais do que isso em relação à média, deve ser olhado com atenção e dúvida pois tem uma probabilidade muito pequena de ocorrer.

⁵¹Um testemunho de 10cm de diâmetro com $h/d = 2$, num pilar de 40cm por 40cm de seção transversal vai reduzir a seção resistente de concreto em mais de 16%, Um testemunho de 7,5cm reduzirá de mais de 8,8%. Em qualquer caso é muito! Deve-se reduzir ao mínimo o número de testemunhos por pilar. Caso o concreto de uma mesma betonada tenha moldado vários pilares, evitar extrair de todos os pilares escolhendo apenas 2 ou 3 pilares e extraíndo um testemunho de cada um deles e analisando os resultados sob o conceito de testemunhos “irmãos” e representativos de uma mesma betonada (conceito de exemplar).

⁵²Em geral, nesta etapa do processo, dá-se preferência aos resultados dos testemunhos extraídos pois estes representam melhor o componente estrutural.