

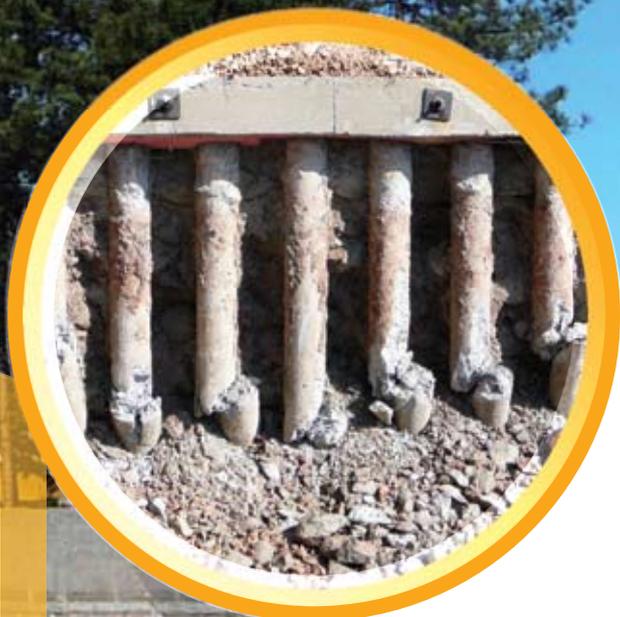
# CONCRETO

& Construções

Ano XXXVIII | # 57  
Jan. • Fev. • Mar. | 2010  
ISSN 1809-7197  
www.ibracon.org.br



**IBRACON**  
Instituto Brasileiro do Concreto



## ■ ACONTECE NAS REGIONAIS



**ABNT NBR 15146 em  
processo de revisão**

## ■ ENTIDADES PARCEIRAS



**Vantagens da  
Alvenaria Estrutural**

## ■ PESQUISA & DESENVOLVIMENTO



**Impermeabilização e  
Norma de Desempenho**

# Lições aprendidas com acidentes

Diagnóstico e prognóstico  
de obras que falharam

# EMPRESAS E ENTIDADES LÍDERES DO SETOR DA CONSTRUÇÃO CIVIL ASSOCIADAS AO IBRACON

## ADITIVOS



MELBAR



## EQUIPAMENTOS



Equipamentos e Sistemas de Ensaio

## ADIÇÕES



## JUNTAS



## ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO



Escola Politécnica - USP



POPTICA UNIVERSIDADE CATÓLICA



Instituto de Pesquisas Tecnológicas



## ARMADURA



## ESCRITÓRIOS DE PROJETOS



## JUNTE-SE A ELAS

Associe-se ao IBRACON em defesa e valorização da Arquitetura e Engenharia do Brasil !

### PRÉ-FABRICADOS



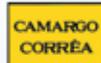
### CONTROLE TECNOLÓGICO



### FÔRMAS



### CONSTRUTORAS



### CIMENTO



### AGREGADOS



### GOVERNO



### CONCRETO



## sumário

### 13 Gerenciamento de projetos

Discussão dos aspectos técnicos que levaram à ruptura de cava de escavação e das prescrições que poderiam ter evitado o acidente



### 28 Prescrições normativas

De que forma a impermeabilização contribui para atender os requisitos da norma de desempenho - ABNT NBR 15575

### 40 Recuperação estrutural

Análise e projeto de reforço e recuperação estrutural de cortina atirantada em iminência de colapso

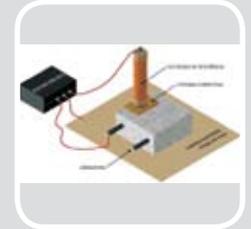


### 45 Inspeção técnica

Estudo de caso de um píer de atracação atacado por cloretos: fatores que podem ter levado ao seu colapso

### 58 Ensaio do potencial de corrosão

Avaliação do método do potencial de corrosão num estudo de caso de estruturas de concreto submetidas ao forte intemperismo



### 71 Solucionando problemas

Recuperação estrutural em edifício de 14 pavimentos



#### Créditos Capa:

Vista geral da ruptura da contenção em cava de escavação a céu aberto em Curitiba e detalhe da ruptura do paramento

## SEÇÕES

- 5 Editorial
- 6 Converse com IBRACON
- 8 Personalidade Entrevistada - Marcelo Chamma
- 26 Acontece nas Regionais
- 37 Mercado Nacional
- 56 Mantenedor
- 67 Entidades Parceiras
- 80 Pesquisa Aplicada



INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO  
Fundado em 1972  
Declarado de Utilidade Pública Estadual | Lei 2538 de 11/11/1980  
Declarado de Utilidade Pública Federal | Decreto 86871 de 25/01/1982

Diretor Presidente  
José Marques Filho

Diretor 1º Vice-Presidente  
(em aberto)

Diretor 2º Vice-Presidente  
Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor 1º Secretário  
Nelson Covas

Diretor 2º Secretário  
Sonia Regina Freitas

Diretor 1º Tesoureiro  
Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro  
Carlos José Massucato

Diretor Técnico  
Carlos de Oliveira Campos

Diretor de Eventos  
Luiz Prado Vieira Júnior

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento  
Ângela Masuero

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica  
Inês Laranjeiras da Silva Battagin

Diretor de Marketing  
Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Diretor de Relações Institucionais  
Mário William Esper

Diretor de Cursos  
Flávio Moreira Salles

Diretor de Certificação de Mão-de-obra  
Júlio Timerman



Revista Oficial do IBRACON  
Revista de caráter científico, tecnológico e informativo para o setor produtivo da construção civil, para o ensino e para a pesquisa em concreto

ISSN 1809-7197  
Tiragem desta edição 5.000 exemplares  
Publicação Trimestral  
Distribuída gratuitamente aos associados

JORNALISTA RESPONSÁVEL  
Fábio Luís Pedroso - MTB 41728  
fabio@ibracon.org.br

PUBLICIDADE E PROMOÇÃO  
Arlene Regnier de Lima Ferreira  
arlene@ibracon.org.br

PROJETO GRÁFICO E DIAGRAMAÇÃO  
Gill Pereira (Ellemento-Arte)  
gill@ellemento-arte.com

ASSINATURA E ATENDIMENTO  
office@ibracon.org.br

Gráfica: Ipsi Gráfica e Editora  
Preço: R\$ 12,00



As ideias emitidas pelos entrevistados ou em artigos assinados são de responsabilidade de seus autores e não expressam, necessariamente, a opinião do Instituto.

Copyright 2010 IBRACON. Todos os direitos de reprodução reservados. Esta revista e suas partes não podem ser reproduzidas nem copiadas, em nenhuma forma de impressão mecânica, eletrônica, ou qualquer outra, sem o consentimento por escrito dos autores e editores.

PRESIDENTE DO COMITÊ EDITORIAL  
Túlio Bittencourt, PEF-EPUSP, Brasil

#### COMITÊ EDITORIAL

Ana E. P. G. A. Jacintho, PUC-Campinas, Brasil  
Joaquim Figueiras, FEUP, Portugal  
José Luiz A. de Oliveira e Sousa, UNICAMP, Brasil  
Luís Carlos Pinto da Silva Filho, UFRGS, Brasil  
Paulo Helene, PCC-EPUSP, Brasil  
Paulo Monteiro, UC BERKELEY, USA  
Pedro Castro, CINVESTAV, México  
Raul Husni, UBA, Argentina  
Ruy Ohtake, ARQUITETURA, Brasil

IBRACON

Rua Julieta Espírito Santo Pinheiro, 68 - CEP 05542-120 - Jardim Olímpia - São Paulo - SP  
Tel. (11) 3735-0202

## Concreto: desafio e responsabilidade

**Hoje** a engenharia brasileira vive um momento especial, alavancado pelo crescimento econômico e social do país. A crise de confiança mundial teve consequências relativamente pequenas no Brasil, que já retornou a patamares muito significativos de expansão econômica.



Este desenvolvimento gera a necessidade de criação de infraestrutura adequada para seu embasamento e concretização. Obras viárias, portos, aeroportos, vias navegáveis, empreendimentos hidráulicos para água e energia, novas fontes de energia são necessidades urgentes, que utilizam largamente o concreto para sua realização.

Neste contexto aumenta a responsabilidade do IBRACON, cuja missão é criar, divulgar e defender o correto conhecimento sobre materiais, projeto, construção, uso e manutenção de obras de concreto, desenvolvendo o seu mercado, articulando seus agentes e agindo em benefício dos consumidores e da sociedade em harmonia com o meio ambiente. O Instituto percola por todas as fases e agentes da cadeia produtiva do concreto, com a característica fundamental de abranger fornecedores, consumidores e a academia.

No novo panorama, o IBRACON deve estar atento e fornecer soluções para a necessidade de mão-de-obra especializada e de qualidade, de ferramentas que incorporem a sofisticação que as novas pesquisas proporcionam, de normalização que permita um desenvolvimento sustentado da técnica, de publicações para a difusão de avanços e processo de engenharia, do fomento de novas pesquisas em todo o processo de utilização do concreto, e de criar

pontos de encontro e discussão para todos os envolvidos.

Ou seja, cabe ao IBRACON ajudar na criação de embasamento para que o crescimento seja possível, equilibrado por visão de sustentabilidade socioambiental, com melhoria de processos, diminuição de desperdícios e aumento da durabilidade. Esta atuação deve abranger toda a cadeia produtiva do concreto, com embasamento técnico-científico consistente e com a presença de todos os agentes do mercado de construção.

Portanto, o desafio do IBRACON continua enorme, mas, sem dúvida, ele está preparado. As diretorias anteriores foram imensamente felizes, pois, hoje, dentro de suas atividades, destacam-se uma inserção na comunidade técnica muitíssimo relevante, saúde econômico-financeira, transparência de processos e realização contínua do maior evento de engenharia civil do hemisfério sul.

O momento é de união em prol do desenvolvimento da cadeia produtiva do concreto, de discussão responsável de suas interações com a sociedade organizada, considerando a sustentabilidade socioambiental e, principalmente, é hora de melhoria da atuação do Instituto. Para tal, precisa-se de conhecimento, planejamento e, sobretudo, ações firmes na sociedade. Para sua legitimidade, este não é um trabalho da diretoria do IBRACON, mas sim de todos seus associados, que, com certeza, saberão traçar os rumos que deixarão a comunidade do concreto atendida e a nação brasileira satisfeita.

JOSÉ MARQUES FILHO  
DIRETOR PRESIDENTE - IBRACON

# Converse com o IBRACON

## Considerações de interesse público sobre a segurança de barragens no Brasil

O Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB), a Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), a Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (ABGE), o Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON) e o Clube de Engenharia do Rio de Janeiro (CE-RJ), como entidades representativas de profissionais que militam na área de projeto e construção de barragens, vêm cumprir o dever de informar aos membros da Comissão de Infra-Estrutura do Senado Federal a importância da aprovação deste PLC-168 para a segurança das barragens brasileiras.

Com o objetivo de garantir a importância estratégica das barragens e respectivos reservatórios para o funcionamento dos sistemas de abastecimento de água, de geração de energia elétrica, de irrigação, de prevenção de enchentes, de saneamento, de transportes hidroviários, de piscicultura, de contenção de rejeitos industriais, e outros, cumpre aprovar uma legislação específica para o setor. Esta deverá regular os procedimentos, uniformizando-os e definindo a dimensão correta das medidas essenciais a fim de assegurar a evolução contínua das barragens com a segurança necessária.

Desse modo, consideramos que o parecer do Senador Gilberto Goellner atende plenamente à demanda do setor e às solicitações de suas entidades representativas. Portanto, solicitamos aos senhores Senadores, membros desta ilustre Comissão, que aprovem a referida lei (PLC-168/2009) em caráter terminativo.

Colocamo-nos à disposição das autoridades e do público em geral para prestar

maiores esclarecimentos e cooperar nas ações possíveis.

**Erton Carvalho - CBDB**

**Fernando Facciola Kertzman - ABGE**

**Francis Bogossian - CE-RJ**

**Jarbas Milititsky - ABMS**

**José Marques Filho - IBRACON**

## Publique seus trabalhos científicos na RIEM!

A Revista IBRACON de Estruturas e Materiais - RIEM foi lançada em 2008, resultado da fusão da Revista IBRACON de Estruturas (RIEST) e da Revista IBRACON de Materiais (RIMAT), publicações científicas online editadas pelo Instituto Brasileiro do Concreto. Seu objetivo é divulgar as pesquisas técnico-científicas sobre os mais variados aspectos do concreto, material construtivo mais largamente empregado na construção civil, além de notas técnicas e discussões sobre tais pesquisas e inovações.

“A Revista tem o objetivo de promover a difusão e a melhor compreensão do estado da arte da construção em concreto, tanto no que se refere a estruturas, como no que tange à tecnologia e aos materiais que compõem o concreto. Assim, fornece subsídios para um fórum de debates entre investigadores, produtores e usuários desses materiais e estruturas, incentivando o desenvolvimento da pesquisa científica e construindo uma ponte que relaciona aspectos da ciência de materiais, da teoria das estruturas e do desempenho do concreto. A Revista visa promover o desenvolvimento do setor de Construção Civil, através da colaboração conjunta de cientistas, engenheiros, projetistas, construtores, fabricantes de materiais e usuários de estruturas de concreto”, lê-se em sua página no site [www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br).

Qualificada no sistema QUALIS, da CA-

PES, a RIEM é excelente veículo para a divulgação de trabalhos acadêmicos e de pesquisas tecnológicas sobre o concreto e seus sistemas construtivos, uma vez que é dirigida a todos os profissionais dos variados segmentos da cadeia construtiva do concreto, no Brasil e no mundo. Quando da publicação de suas edições - quatro por ano - uma newsletter é disparada para os associados ao IBRACON, comunicando a mais nova edição e os artigos de destaque. A publicação é também armazenada no site do *American Concrete Institute* - ACI, sendo diretamente acessada por seus filiados. Tanto a submissão de artigos como a leitura das edições da RIEM podem ser feitas livremente, sem quaisquer custos.

Todos estão convidados a participarem das edições, submetendo por meio eletrônico artigos para serem publicados. Para serem aceitos, os artigos precisam necessariamente ter uma versão em inglês, no caso de terem sido escritos originalmente em português ou espanhol. Essa condição deve-se justamente ao caráter internacional do periódico.

Os artigos são recebidos pelos editores, que os reenviam a uma banca de avaliadores, formada por especialistas nacionais e estrangeiros, associados ao IBRACON e com reconhecida competência em sua área de pesquisa e atuação. A banca faz comentários, que devem ser acatados pelos autores, para, só depois, serem liberados para publicação. Todo o gerenciamento - desde a submissão de artigos até sua liberação para publicação - é feito por um sistema de gerenciamento de periódicos, de domínio público, desenvolvido pelo *Public Knowledge Project* - PKP (<http://pkp.sfu.ca/ojs/>).

### TIPOS DE CONTRIBUIÇÃO

A Revista publica artigos técnico-científicos inéditos e originais, artigos de comunicação técnica, discussão e réplica dos autores. No site da RIEM podem ser publicados relatórios de conferências e de reuniões relevantes e revisões de livros. Todas as contribuições são revisadas e somente publicadas com a aceitação do Editor e do Conselho Editorial.

Restrições de conteúdo e espaço (tamanho) poderão ser impostas, conforme decisão do editor e revisores. As contribuições são aceitas somente em inglês, ou em dois idiomas, sendo um deles o inglês.

### Artigo

Apenas artigos técnicos inéditos e originais, que estejam de acordo com o escopo da Revista e apresentem qualidade de informações e apresentação, são aceitos para publicação. As diretrizes para a elaboração e submissão dos artigos estão detalhadas no Guia de Redação de Artigo, disponibilizado no site da Revista.

### Comunicação técnica

A comunicação técnica é um trabalho sucinto e tem o objetivo de apresentar as novidades em pesquisa, desenvolvimento e aplicação tecnológica na área de materiais de construção civil. Os trabalhos não precisam ser necessariamente conclusivos, pois têm a função de introduzir um novo tema na pauta de discussões. É um espaço reservado a indústrias, empresas, universidades, instituições de pesquisa, pesquisadores e profissionais que queiram divulgar os seus trabalhos e produtos ainda em fase de desenvolvimento. Os procedimentos e formatos para submissão estão detalhados no Guia de Redação de Comunicação, disponibilizado no site da Revista.

### Discussão e Réplica

A Discussão será recebida, no máximo, após três meses da publicação do Artigo ou da Comunicação Técnica a que se refere. As Discussões e as Réplicas não devem ultrapassar o limite de três páginas (incluindo figuras, tabelas e referências bibliográficas) e devem seguir a Folha de Estilos de Discussão e Réplica. A Discussão não deve ser ofensiva e deve limitar-se ao escopo do trabalho a que se refere. Será concedido o direito de réplica aos Autores. As Discussões e as Réplicas de um determinado Artigo ou Comunicação Técnica são publicadas no número subsequente da Revista.

Mais informações: acesse Menu Publicações/Revista IBRACON de Estruturas e Materiais no site [www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br). ■

personalidade entrevistada

# Marcelo Chamma



ENGENHEIRO DE MINERAÇÃO PELA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO, MARCELO CHAMMA FEZ ADMINISTRAÇÃO EM MARKETING PELA FUNDAÇÃO GETÚLIO VARGAS, MBA EXECUTIVO PELA SERTA/BRASIL E MBA DE FRANCHISING PELA LOUISIANA STATE UNIVERSITY/ESTADOS UNIDOS.

EM SUA CARREIRA PROFISSIONAL, PASSOU POR GRANDES EMPRESAS, TAIS COMO: GRUPO BUNGE; SERRANA SA MINERAÇÃO; QUIMBRASIL - QUÍMICA INDUSTRIAL BRASILEIRA SA; CIMPOR - CIMENTOS DE PORTUGAL. ATUALMENTE, É DIRETOR COMERCIAL DA VOTORANTIM CIMENTOS, SENDO RESPONSÁVEL PELAS ÁREAS DE MARKETING E VENDAS DAS UNIDADES NACIONAIS DE PRODUÇÃO, PLANEJAMENTO E OPERACIONALIZAÇÃO DAS ATIVIDADES COMERCIAIS, PARA TODA A SUA LINHA DE PRODUTOS (CIMENTO, ARGAMASSAS, CALES E CALCÁRIO AGRÍCOLA); E RESPONSÁVEL PELA ÁREA DE TRADING.

CHAMMA É O ATUAL REPRESENTANTE DA VOTORANTIM CIMENTOS NO CONSELHO DIRETOR DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO - IBRACON.

**IBRACON** - CONTE-NOS UM POUCO SOBRE A HISTÓRIA DA VOTORANTIM CIMENTOS. SOBRE OS DESAFIOS DE SE FUNDAR UMA FÁBRICA DE CIMENTO NO BRASIL. SOBRE O DESENVOLVIMENTO DA COMPANHIA, DO PONTO DE VISTA COMERCIAL E TECNOLÓGICO.

**MARCELO CHAMMA** - Em 1933, se iniciou a construção da fábrica de Santa Helena, em Sorocaba - primeira fábrica com capital 100% nacional. A inauguração foi

*feita três anos depois, sendo que a capacidade do primeiro forno era de 250 toneladas/dia.*

*Havia obstáculos na década de 30, no sentido de instalar fábricas e também de dominar processos. Naquela época, o empresário José Ermírio de Moraes, contou com o apoio da engenharia estrangeira, entre elas a dinamarquesa, além de equipes especializadas de fora do*

país. Foi ele também quem se deu conta do potencial de jazidas e condições de produção na região de Sorocaba.

Após quase 10 anos, a Votorantim marcava um período de expansão com a primeira fábrica do Nordeste. Dessa região, a Votorantim parte para novos empreendimentos no sul do País e vai se consolidando em todo o território nacional.

Em 1979, os planos de expansão se concretizaram, com uma outra fábrica da Santa Helena, próximo a Sorocaba, além dos novos fornos em fábricas no Sul e Nordeste. Somando tudo, o avanço do setor de cimento da Votorantim durante os anos 70 foi muito significativo. Em 1980, o setor de cimento iniciou a substituição de sua matriz energética.

Já, na década de 90, a indústria do cimento nacional sentiu os efeitos da estabilização da economia e do aumento do poder aquisitivo da população. Segundos dados do SNIC, em 1995, o setor ultrapassou as 28 milhões de toneladas produzidas.

A virada do século marca na Votorantim o processo pioneiro de internacionalização, puxado pelo negócio cimentos em 2001. Ao longo da primeira década de 2000 a empresa fez novas aquisições e reforçou seu posicionamento estratégico nas Américas.

#### IBRACON - HOJE A COMPANHIA

CONTROLA EMPRESAS QUE ATUAM NA PRODUÇÃO DE CIMENTO, CAL, ARGAMASSA E CONCRETO.

QUANTAS UNIDADES COMPÕEM O GRUPO EM CADA RAMO DE ATUAÇÃO? QUAL SEU MARKET SHARE NESSES RAMOS? CAPACIDADE DE PRODUÇÃO?

VOLUME DE VENDAS EM CADA RAMO? NÚMERO DE FUNCIONÁRIOS?

**MARCELO CHAMMA** - A Votorantim Cimentos é uma das dez maiores empresas de

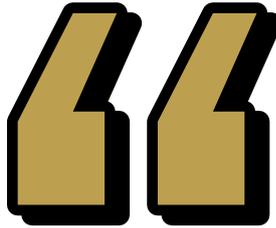
cimento, concreto e agregados do mundo. No Brasil, possui mais de 40 unidades de produção, além de 70 centros de distribuição e 90 centrais de concreto. Comercializa mais de 40 produtos, com destaque para as marcas Votoran, Itaú, Poty, Tocantins, Aratu, Votomassa, Matrix e Engemix.

No exterior, opera seis fábricas e mais de 120 unidades de concreto e agregados na América do Norte, uma fábrica na Bolívia e detém participações acionárias em empresas no Chile, Argentina, Uruguai, Paraguai e Bolívia.

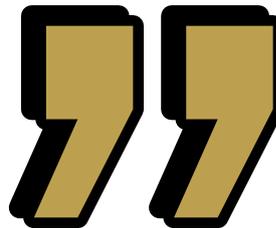
Com 11 mil funcionários, a empresa está entre as 150 melhores empresas para trabalhar segundo o Guia Você S.A. / Exame 2009. Em 2008, obteve receita líquida de R\$ 7,4 bilhões, geração líquida de caixa (EBITDA) de R\$ 2,2 bilhões e investiu R\$ 1,3 bilhão em projetos CAPEX (Capital Expenditure - capital utilizada para adquirir ou melhorar os bens físicos da empresa). É parte integrante do Grupo Votorantim, um dos maiores conglomerados empresariais da América Latina, com atuação destacada nas áreas industrial, serviços financeiros e novos negócios.

A Votorantim Cimentos tem 40% de participação no mercado brasileiro e uma capacidade instalada de aproximadamente 30 milhões de toneladas/ano.

A Votorantim Cimentos planeja seus preços em função dos seus custos procurando a remuneração justa ao negócio de cimentos e derivados. É importante ressaltar que a transparência é imprescindível na precificação de nossos produtos, o que varia de acordo com localização das fábricas, processos de produção e contingências logísticas.



A VOTORANTIM CIMENTOS PLANEJA SEUS PREÇOS EM FUNÇÃO DOS SEUS CUSTOS, PROCURANDO A REMUNERAÇÃO JUSTA AO NEGÓCIO DE CIMENTOS E DERIVADOS, O QUE VARIA DE ACORDO COM LOCALIZAÇÃO DAS FÁBRICAS, PROCESSOS DE PRODUÇÃO E CONTINGÊNCIAS LOGÍSTICAS.



A Votorantim Cimentos planeja seus preços em função dos seus custos procurando a remuneração justa ao negócio de cimentos e derivados. É importante ressaltar que a transparência é imprescindível na precificação de nossos produtos, o que varia de acordo com localização das fábricas, processos de produção e contingências logísticas.

**IBRACON - QUANDO E POR QUE A VOTORANTIM CIMENTOS INICIOU SEU PROCESSO DE INTERNACIONALIZAÇÃO? PARA AONDE A EMPRESA PENSA EM INVESTIR NOS PRÓXIMOS ANOS?**

**MARCELO CHAMMA** - O primeiro passo para a internacionalização aconteceu em 2001, com a aquisição da St. Marys Cement, em Ontário, Canadá. Foram compradas duas plantas de cimento, em Bowmanville e em St. Marys; e uma moagem de cimento em Detroit (Michigan), assim como vários terminais de distribuição de cimento e instalações para concreto e agregados.

Em 2003, a companhia adquiriu 50% da Suwannee American Cement, na Flórida, e o controle da S&W Materials Inc., concreteira na região de Jacksonville (Flórida) e que, posteriormente, integrou-se ao Anderson Group e passou a se chamar Trinity Materials.

Em 2005, a Votorantim Cimentos adquiriu duas plantas de cimentos e terminais de distribuição na região dos Grandes Lagos: Charveloix (Michigan) e Dixon-Marquette (Illinois), ativos integrados à St. Marys. Em 2007, comprou a concreteira Prestige, sediada na Flórida (EUA) e, mais recentemente, adquiriu a Prairie, líder em concreto e agregados no meio-oeste norte americano, com sede em Chicago (Illinois).

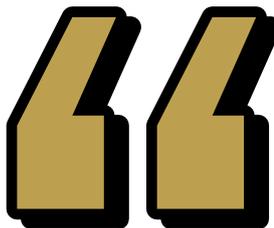
A Votorantim Cimentos está presente na América do Norte com 30% de participação de mercado na região dos Grandes Lagos e 15% de participação de mercado no Estado da Flórida.

**IBRACON - QUAIS AS PREVISÕES DE INVESTIMENTOS PARA OS PRÓXIMOS ANOS NO BRASIL?**

**MARCELO CHAMMA** - A Votorantim Cimentos possui um plano de expansão definido até 2011, que engloba um investimento

superior a R\$ 2 bilhões. Parte disso já foi aplicado ou está em andamento desde 2007. Está em operação duas novas fábricas integradas, contempladas nesse plano - uma em Porto Velho (RO), com capacidade de produção de 750 mil toneladas; e outra em Xambioá (TO), com capacidade de 1 milhão de toneladas. Também está em pleno funcionamento as fábricas recém-construídas em Aratu (BA), Pecém (CE) e Barcarena (PA), além de outras unidades que foram reativadas, ampliadas e modernizadas em todo território nacional.

As fábricas que entraram em operação em 2009 e as que entrarão em 2010 vão gerar um aumento de 5,25 milhões de toneladas adicionais de cimento por ano.



AS FÁBRICAS QUE ENTRARAM EM OPERAÇÃO EM 2009 E AS QUE ENTRARÃO EM 2010 VÃO GERAR UM AUMENTO DE 5,25 MILHÕES DE TONELADAS ADICIONAIS DE CIMENTO POR ANO.

**IBRACON - QUAIS OS MAIS RECENTES AVANÇOS TECNOLÓGICOS IMPLANTADOS NAS FÁBRICAS DA VOTORANTIM CIMENTOS NO PAÍS?**

**MARCELO CHAMMA** - Uma notória inovação no processo de fabricação da Votorantim Cimentos é a produção de pozolana a partir de argila calcinada em quatro unidades da empresa - Cocalzinho (GO), Paulista (PE), Nobres (MT) e Porto Velho (RO).

Nestas unidades, o percentual de uso da pozolana para a fabricação do cimento varia de 30% a 50%, dependendo da necessidade de cada cliente. Os cimentos com adição de pozolana apresentam maior

resistência aos sulfatos, maior inibição da reação álcali/agregado, menor calor de hidratação, maior impermeabilidade e maior resistência mecânica.

Por esses motivos esses cimentos são muito utilizados na construção de barragens. Para construção das Usinas de Santo Antonio e Jirau, no Rio Madeira (RO), serão consumidos grandes volumes



desse cimento e a fornecedora será a Votorantim Cimentos.

**IBRACON** - COMO É O CONTROLE DE QUALIDADE DO CIMENTO NAS FÁBRICAS DA VOTORANTIM ANTES DE SER ENSACADO E SER VENDIDO?

**MARCELO CHAMMA** - A Votorantim Cimentos tem um centro técnico em Curitiba, com inúmeros técnicos, mestres e doutores, laboratórios de ponta que têm a finalidade de cuidar da qualidade de produtos e processos de fabricação do cimento. Em todas as fábricas, também existem técnicos experientes e laboratórios avançados para garantir a qualidade do produto.

**IBRACON** - POR QUE O CIMENTO E O CONCRETO DESTACAM-SE COMO MATERIAIS CONSTRUTIVOS MAIS LARGAMENTE EMPREGADOS?

**MARCELO CHAMMA** - Trata-se do segundo produto mais consumido pelo homem, depois da água. O cimento está presente em praticamente 100% de todas as construções existentes, seja de habitações, seja de infraestrutura.

**IBRACON** - QUAIS SÃO OS PARÂMETROS DE QUALIDADE E PRODUTIVIDADE DA VOTORANTIM CIMENTOS?

**MARCELO CHAMMA** - A Votorantim Cimentos realiza investimentos em diversos setores, como tecnologia limpa; parque industrial moderno, com otimização de plantas; busca permanente de eficiência energética a partir do uso de combustíveis alternativos, como biomassa e resíduos industriais; e uso cada vez maior de novas matérias-primas para serem adicionadas ao cimento, de forma a reduzir a participação do clínquer (matéria-prima básica formada a partir do aquecimento do calcário e da argila) na produção de cimentos. Essas iniciativas colocam a empresa em

condições diferenciadas em relação à qualidade de seus processos industriais.

**IBRACON** - O QUE A INDÚSTRIA CIMENTEIRA NO BRASIL E NO MUNDO TEM FEITO PARA REDUZIR AS EMISSÕES DE GASES POLUENTES E PARA CONTRIBUIR COM A SUSTENTABILIDADE DO SETOR?

**MARCELO CHAMMA** - A Votorantim Cimentos sempre considerou a eficiência energética e a gestão do carbono fatores relevantes em sua estratégia empresarial. Prova disso é o pioneirismo da empresa no setor, com a publicação do seu inventário de gases de efeito estufa, totalmente validado por auditorias externas. E também uma das pioneiras no estabelecimento de metas de redução dos gases do efeito estufa.

Em 2007, a empresa já havia superado a meta estabelecida para 2012, que previa a diminuição de 10% em relação às emissões de CO<sub>2</sub> geradas em 1990, atingindo taxa de redução de 13,6%.

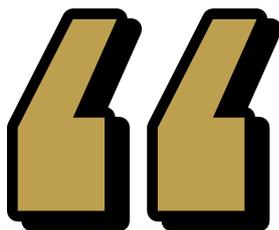
A Votorantim Cimentos possui uma das menores emissões de CO<sub>2</sub> bruto do mundo, considerando as empresas integrantes do CSI - Cement Sustainability Initiative. Enquanto a média global do setor

é de 657kg de emissão de CO<sub>2</sub> por tonelada de cimento, a Votorantim Cimentos Global (que engloba Votorantim Cimentos Brasil e VCNA) emite 627kg.

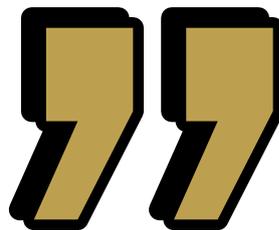
Desde 2001, a Votorantim Cimentos é co-fundadora do CSI

- Cement Sustainability Initiative, entidade que reúne as 18 maiores cimenteiras mundiais e que busca alternativas viáveis para processo de produção que proporcionem a redução das emissões dos gases do efeito estufa.

A Votorantim Cimentos participa também do WBCSD (World Business Council for Sustainable Development - Conselho



A VOTORANTIM CIMENTOS É UMA DAS PIONEIRAS NO ESTABELECIMENTO DE METAS DE REDUÇÃO DOS GASES DO EFEITO ESTUFA; EM 2007, A EMPRESA JÁ HAVIA SUPERADO A META ESTABELECIDADA PARA 2012.



*Empresarial Mundial para o Desenvolvimento Sustentável), buscando se alinhar às melhores práticas ambientais.*

**IBRACON - AS ESPECIFICAÇÕES DE CIMENTOS ATUAIS ATENDEM PLENAMENTE O MERCADO CONSTRUTIVO NACIONAL?**

**MARCELO CHAMMA** - *A variedade de cimentos acompanha a crescente sofisticação da construção civil, o que demonstra uma significativa evolução. O parque da Votorantim Cimentos, por exemplo, compete em todos os aspectos com os mais avançados do mundo (alta tecnologia, inovação, uso de recursos alternativos, modernidade nos processos, entre outros).*

**IBRACON - DOS PROJETOS NOS QUAIS A VOTORANTIM PARTICIPOU, QUAL CONSIDERA EXEMPLAR DO PONTO DE VISTA DO AVANÇO DA TECNOLOGIA DO CONCRETO NO PAÍS?**

**MARCELO CHAMMA** - *Foram inúmeros. Recentemente, foi criado pela Engemix - negócio concreto da Votorantim Cimentos - o projeto perda zero, que consiste em reduzir o volume de resíduos gerados nas betoneiras e diminuir a quantidade de água utilizada nas centrais dosadoras de concreto.*

**IBRACON - QUAIS PONTOS O SENHOR DESTACA EM RELAÇÃO À GESTÃO EMPRESARIAL NA VOTORANTIM CIMENTOS?**

**MARCELO CHAMMA** - *É importante ressaltar que, entre várias iniciativas pioneiras, a Votorantim Cimentos também foi a responsável por iniciar ações de relacionamento com clientes, mercado e comunidades. Com ações específicas para cada público, a empresa estimula o fortalecimento dos vínculos comerciais com todos os participantes de sua cadeia de valor: construtoras*

*empreiteiras, transformadores, revendas de materiais de construção e consumidores em geral.*

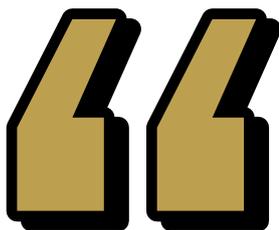
*O Conselho de Clientes, formado por 20 clientes de cada região do Brasil, se reúne a cada dois meses para a troca de experiências. Com isso, a Votorantim Cimentos pode adotar novos processos e metodologias baseadas em informações obtidas diretamente com o mercado. Das melhorias mais simples às propostas mais complexas, diversas idéias que surgem das reuniões do Conselho têm sido implementadas com sucesso.*

*Para garantir a qualidade dos produtos e dos serviços oferecidos, a Votorantim Cimentos investe no desenvolvimento de pessoas e no aprimoramento das competências internas. O Canal do Conhecimento promove, além da integração entre os profissionais, a disseminação da cultura organizacional em todas as regiões onde a empresa atua. As informações estão dispostas em um único portal, garantindo que todos os funcionários tenham acesso, independentemente de sua localização. Outra vantagem desse formato é proporcionar a inclusão digital em todos os níveis da organização.*

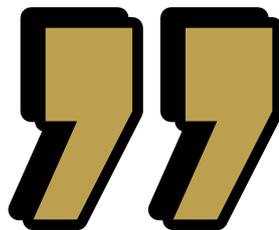
**IBRACON - QUAL SUA AVALIAÇÃO DA FUNÇÃO E DAS AÇÕES DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO?**

**MARCELO CHAMMA** - *O Instituto Brasileiro do Concreto tem um papel importante em especial para o setor da construção civil.*

*O conteúdo técnico gerado pelo instituto possibilita um importante embasamento para os profissionais da área, além dos interessantes encontros promovidos pelo órgão. ■*



RECENTEMENTE, FOI CRIADO PELA ENGENHARIA O PROJETO PERDA ZERO, QUE CONSISTE EM REDUZIR O VOLUME DE RESÍDUOS GERADOS NAS BETONEIRAS E DIMINUIR A QUANTIDADE DE ÁGUA USADA NAS CENTRAIS DOSADORAS DE CONCRETO.



---

## solucionando problemas

lições sobre gerenciamento de projetos

# Discussão dos aspectos técnicos contribuintes à ruptura de uma escavação a céu aberto

**EDUARDO DELL'AVANZI • ROBERTO DALLEDONE MACHADO**  
CENTRO DE ESTUDOS EM ENGENHARIA CIVIL - UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

**JOSÉ R. S. QUEVEDO - DIRETOR DE RELAÇÕES COM O MERCADO**  
EGEL ENGENHARIA GEOTÉCNICA

**ADHARA PALÁCIOS GUIZELINI**  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL - UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

## 1. INTRODUÇÃO

A arte de projetar em Engenharia relaciona diversos aspectos, tais como: a adequação à concepção arquitetônica; a segurança contra a ruína da edificação; a avaliação do desempenho em serviço; a economia de materiais; o processo construtivo; e o respeito ao meio ambiente. Todos esses fatores estão associados e não se pode admitir, atualmente, algum projeto que não contemple cada um deles de maneira concreta e clara.

Independentemente do porte da obra, é fundamental que os seus projetistas respeitem as abordagens técnicas que garantem níveis adequados de segurança às soluções da Engenharia. Evitariam assim o empirismo subjetivo, que, muitas vezes, apresenta soluções dúbias com exposição exagerada ao risco. É razoável esperar que obras de maior porte sejam tratadas com maior rigor, pois as possibilidades de colapso podem gerar conseqüências graves em termos econômicos e ambientais. Porém, sob o aspecto

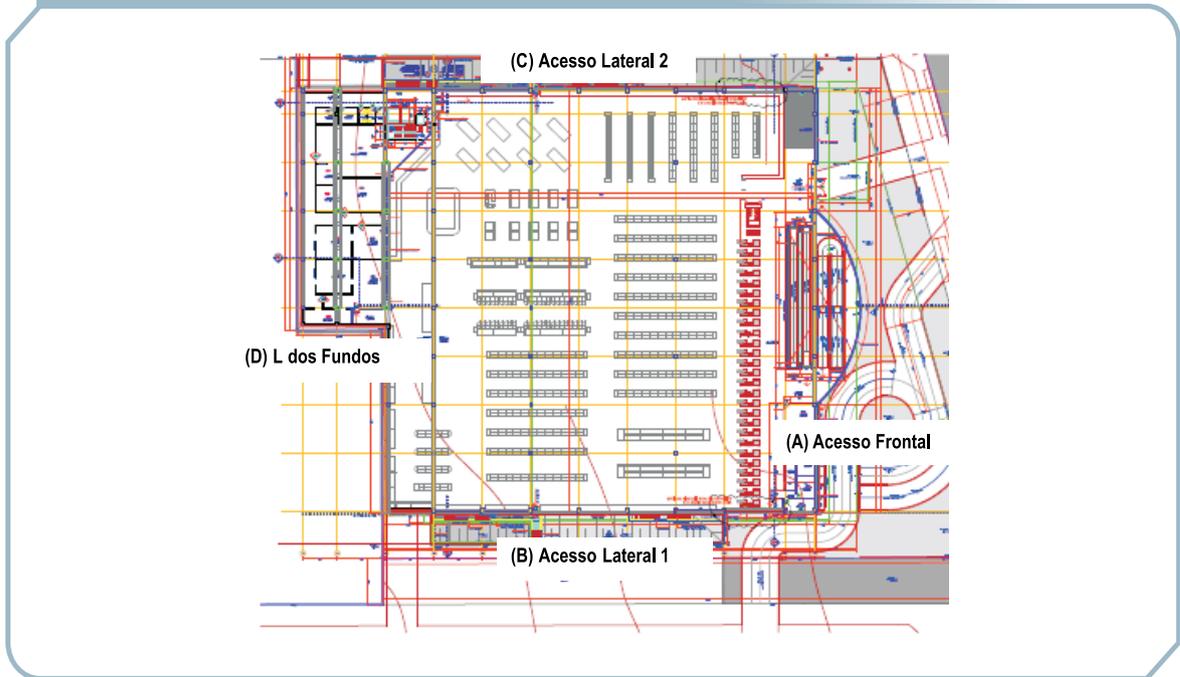
singular do potencial de perdas de vidas humanas, qualquer obra de engenharia, mesmo as menores ou mais simples, deve ser projetada e executada, observando-se os bons princípios da Engenharia ditados pelas normas técnicas competentes.

Neste artigo, pretendemos descrever e discutir os sucessivos vícios de condução de um projeto de engenharia de uma obra de múltiplos subsolos que culminaram com o colapso da cava de escavação em três frentes de serviço. Felizmente, os prejuízos ocorridos, além dos atrasos inevitáveis nos cronogramas, foram apenas econômicos. Mais do que informar, gostaríamos de salientar alguns procedimentos de gerenciamento de projeto que poderiam ter evitado todos os transtornos ocorridos.

## 2. DESCRIÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O empreendimento em questão refere-se a um estabelecimento comercial de grande porte concebido para proporção-

Figura 1 – Layout geral da obra mostrando-se os principais acessos



nar ao cliente requinte, diversidade de produtos e serviços, com facilidade de estacionamento. Para tanto, o projeto original previa a execução de três subsolos, salão de vendas e estruturas anexas para fins de administração e estocagem. A concepção inicial estabelecia uma estrutura de contenção autoportante independente da superestrutura. A superestrutura, por sua vez, foi concebida de forma mista, onde os subsolos, salão de vendas, administração e estocagem seriam em concreto armado pré-moldado e a cobertura em estrutura metálica apoiada nos pilares pré-moldados de concreto. A Figura 1 mostra esquematicamente o lay-out da obra, destacando-se em (A) o acesso frontal da obra, em (B) o acesso lateral 1, em (C) o acesso lateral 2 e em (D) o terreno vizinho. A área da construção corresponde a  $38.500\text{m}^2$  aproximadamente, sendo o volume de escavação igual a  $103.000\text{m}^3$ . A geometria do terreno assemelha-se a um polígono irregular, com medidas de 87 metros de comprimentos (lados A e D) e larguras variando entre 110m e 97m (lados B e C). Ao longo dos lados A, B e C a edificação é acessível por meio de três vias distintas enquanto que aos fundos, lado D, faz divisa com uma instituição privada que possui sede edificada de três pavimentos, distante

cerca de 14m da linha de divisa do lote. Ao longo do lado B, tem-se a presença de um aterro de acesso a um importante viaduto distante 32m da crista da escavação executada previamente no local. Pelo acesso do lado C, existia a passagem enterrada de uma rede de fibras óticas, que era considerada uma importante infraestrutura da cidade.

A Figura 2 mostra esquematicamente um corte parcial da estrutura, onde se podem observar os três pavimentos de subsolo. Nesta região, em especial, as profundidades de escavação variaram entre 12m e 13,5m, considerando-se, por último, as cotas das bases dos blocos de fundação dos pilares próximos à contenção.

Para executar uma obra desse porte, de maneira geral, pode-se dividir os sistemas de gerenciamento de um projeto de engenharia em dois grandes grupos. O primeiro caracteriza-se por empresas que possuem departamentos de engenharia consolidados e estes mesmos conduzem o gerenciamento dos trabalhos de arquitetura, de engenharia e de compatibilização dos projetos complementares com critérios técnicos e econômicos concisos e claros. Uma das vantagens desse tipo de sistema é a maior sinergia entre fornecedores e

o cliente. Em contrapartida, os custos financeiros para manutenção de um departamento de Engenharia são altos, justificando-se, somente em casos onde a empresa deverá executar diversas obras, ou quando o ramo de sua atividade já possui um departamento com tais características. O segundo grupo de gerenciamento caracteriza-se pela contratação, por parte do cliente, de uma empresa para gerenciamento dos projetos de engenharia. Essa empresa assume a responsabilidade pela elaboração e compatibilização dos projetos de engenharia e arquitetura necessários. Nesse caso, é conveniente a contratação de serviços de auditoria de engenharia, para garantir que os anseios do cliente sejam atendidos pela contratada.

No caso em questão, a empresa proprietária da obra assumiu o encargo de gerenciamento do projeto, tomando-se para si o processo decisório das soluções de engenharia. Carecendo de corpo técnico habilitado para tal fim, a empresa proprietária da obra conduziu conversações multilaterais visando contratar a execução de quatro projetos distintos, quais sejam: de arquitetura, estrutura pré-moldada de concreto, estrutura metálica

de cobertura e geotécnico (contenções e fundações). O balizamento da empresa proprietária na contratação das soluções de engenharia foi o custo de execução, donde os custos com os projetos deveriam ser arcados pelos respectivos fornecedores. Ou seja, quem executa, projeta. Dessas conversações, ficou acertado em comum acordo entre os projetistas de estruturas, o geotécnico (fundações e contenções) e a empresa proprietária da obra que todos os empuxos horizontais deveriam ser integralmente absorvidos pelas estruturas de contenções, visando diminuir os custos da estrutura pré-moldada de concreto. Logo, as estruturas pré-moldadas não foram projetadas nem executadas para suportar quaisquer esforços decorrentes dos empuxos do terreno. Esse fato mostrou-se crucial para as intervenções que se fizeram necessárias posteriormente, devido aos problemas ocorridos com as estruturas de contenções e que serão discutidos adiante. Tal fato induziu severas limitações para a recuperação estrutural da obra. Afinal de contas, enquanto as escavações eram realizadas, as estruturas pré-moldadas estavam sendo produzidas e já estavam disponíveis para a colocação em obra

Figura 2 – Corte esquemático ilustrando os três subsolos da edificação e as estruturas administrativas



Figura 3 – Ruptura do talude no lado C da obra



quando houve a necessidade de intervenção na mesma.

### 3. DESCRIÇÃO DO ACIDENTE OCORRIDO

O local do empreendimento localiza-se no bairro do Tarumã, cidade de Curitiba-PR, sobre uma formação geológica característica da região, denominada de formação Guabirota. Essa formação possui por características um elevado estado de pré-adensamento do solo e a presença de argilominerais do grupo esmectita-montmorilonita, altamente expansivos, quando não confinados.

O projeto original da contenção era composto por um paramento em estacas hélice contínuas monitoradas, com diâmetros variando entre 30 cm e 40 cm, e executadas com espaçamentos entre eixos longitudinais variando entre 60 cm e 68 cm, interligadas por uma viga de coroamento em concreto armado. Complementando o paramento, o projeto da estrutura de contenção previu a execução de três linhas de tirantes definitivos, distantes 1,9m horizontalmente entre si, alinhados tanto verticalmente quanto horizontalmente. A primeira linha de

tirantes, posicionada ao longo da viga de coroamento do paramento de contenção, era composta por tirantes com inclinação de 45°, enquanto que a segunda linha de tirantes, localizada à altura da laje de piso do 1° subsolo, era composta por tirantes com inclinação vertical definida a partir da horizontal igual a 10°. A terceira linha de tirantes, localizada aproximadamente ao nível das lajes do 2° subsolo, era constituída por tirantes com inclinação de 5°. Baseando-se em informações fornecidas pelos representantes da proprietária do empreendimento, os tirantes foram executados com 8 m de comprimento total, incluindo 3 m de trecho livre de ancoragem.

Em 2008, durante a execução das escavações, quando, em alguns pontos da obra, já se havia atingido a cota inferior mínima de projeto, ocorreu a primeira perda de equilíbrio de uma das contenções executadas. O problema se deu ao longo da cortina atirantada do Lado C (Figura 1). Ao mesmo tempo, foram observados significativos movimentos das contenções nos Lados B e D, sem, contudo, ocorrerem rupturas do talude. Como medida para contornar a questão, a empresa executora foi orientada a realizar

uma segunda cortina de estacas com 50 cm de diâmetro a alguns metros para o lado de fora da estrutura que rompeu, isto é, para o lado das vias de acesso. Poucos dias depois, o problema se repetiu. Insistiu-se novamente em uma terceira linha de estacas, agora com 70cm de diâmetro, nos mesmos moldes que as duas anteriores, quando a ruptura do talude ganhou maiores proporções. Nessa mesma ocasião, também ocorreram rupturas nos taludes dos lados B e D. As Figuras 3 e 4 mostram imagens das contenções rompidas ao longo dos lados C e D, respectivamente.

Foi nesse cenário que os autores do presente artigo foram chamados para auditar as causas do insucesso do projeto de contenção da cava de escavação. O procedimento de auditoria consistiu na reavaliação do projeto, incluindo a verificação das hipóteses e parâmetros de projeto adotados. Para tanto, necessitou-se da realização de uma campanha de prospecção do subsolo comprobatória, composta por novas sondagens e coleta de blocos indeformados de solo para en-

saios de laboratório. A auditoria do projeto original indicou que as plantas de detalhamento da estrutura de contenção continham somente detalhes esquemáticos, sem indicação de seção transversal tipo desenhada em escala. O potencial de erros com a adoção de tal procedimento é alto e sempre deve ser evitado.

Como ação emergencial deliberada por parte da equipe de auditores, foi requisitada a interrupção imediata do processo executivo, recomendando-se a execução de uma berma com solo adequado para fins de conter as escavações nos lados C e D. O volume de terra necessário para essa operação foi significativo, representando um re-trabalho de encher novamente parte considerável da cava escavada.

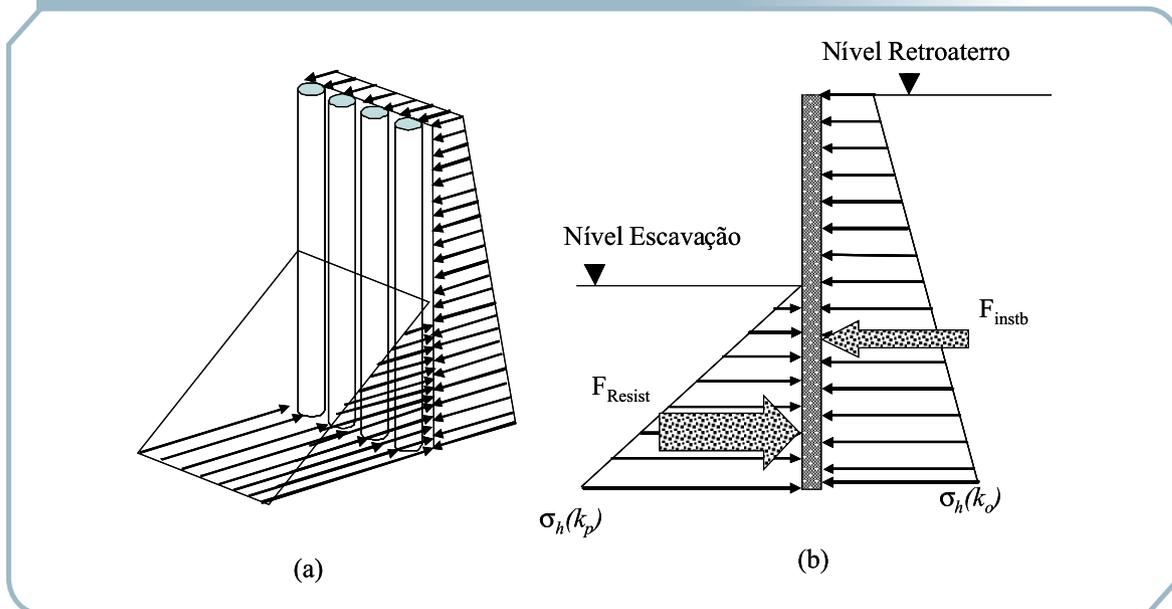
#### 4. AUDITORIA DO PROJETO ORIGINAL

Cruzando-se as informações provenientes das sondagens de campo com os comprimentos previstos das estacas de fundação e contenção, observou-se que

Figura 4 – Vista geral da ruptura da contenção ao longo do lado D. Ao fundo, percebe-se a edificação existente no lote vizinho e parte da berma executada para conter a cortina



Figura 5 – Representação esquemática da distribuição das tensões horizontais totais



as profundidades das sondagens executadas não alcançavam a cota da ponta prevista para as estacas de fundação do empreendimento. Deste modo, decidiu-se pela realização de uma campanha comprobatória de sondagens a percussão para reavaliação das espessuras das camadas de solos do local, incluindo o posicionamento do lençol freático. As informações levantadas indicam que o subsolo do local é constituído por uma camada de silte argiloso de coloração cinza-avermelhado (formação Tinguís), de consistência variando de média a rija, com espessura variando entre 6m e 9m, sobreposto a uma camada de areia argilosa cinza-esverdeada (formação Guabirotuba). Ambas as formações são caracterizadas pela presença de argilo-minerais do grupo esmectita. Tal característica indica que esses solos possuem um alto potencial de expansão quando não confinados, o que pode ser comprovado na Figura 3 pela perda de solo entre as estacas de contenção. Ensaios de laboratório para a determinação da pressão de expansão de amostras confinadas sob processo de umedecimento indicaram que o solo vermelho apresenta pressões de expansão variando entre 120 kPa e 160 kPa. As sondagens indicaram presença de nível d'água variando entre 1,5m de profundidade e 5m de profundidade. Foram coletados blocos indeformados dos solos característicos da região

do empreendimento, tanto na cota do fundo da escavação, como nas regiões ao longo da crista da escavação

É de conhecimento da Mecânica dos Solos que os empuxos horizontais de terra são função do estado de pré-adensamento do solo e da rigidez da estrutura de contenção em permitir ou não deslocamentos da massa de solo potencialmente mobilizada. Quanto mais rígida for a estrutura de contenção, maior será a tendência em não permitir o desconfinamento da massa de solo e, por conseguinte, mais próximo do estado de repouso (caracterizado por deformações horizontais nulas) será o estado de tensões do solo atuando no paramento de contenção. A norma brasileira de segurança de escavação a céu aberto, NBR 9061, considera estes aspectos quando da definição dos procedimentos normativos de avaliação dos empuxos de terra. Para o caso em questão, considerando-se as características de expansibilidade do solo e a solução do paramento de contenção, os empuxos de terra necessariamente deveriam ter sido avaliados próximos ao estado de repouso do solo. As formulações comumente utilizadas na Mecânica dos Solos indicam que, quanto maior for a tensão de pré-adensamento em relação a tensão vertical atuante, maior será o coeficiente de empuxo no repouso. Nesse caso, observou-se que a razão de pré-adensamento variou entre 8,81, próxima à superfície, a 2,28, a dez metros de profundidade. Isso significou que

Tabela I – Resumo dos esforços e deslocamentos máximos previstos durante o processo executivo

ETAPA	Profundidade de Escavação (m)	Força Tirante (kN)	Força Estaca (kN)	$\delta_{max}$ (cm)	Momento <sub>max</sub> (kN.m)	Cortante <sub>max</sub> (kN)
I	1.50	-	-	1.19	110.30	34.60
2	1.50	300.00	100.00	-1.98	161.60	56.50
3	3.50	-	-	0.59	33.40	65.40
4	3.50	350.00	116.67	-3.50	230.40	69.50
5	5.50	-	-	0.92	103.00	95.30
6	5.50	500.00	166.67	-6.54	339.90	95.30
7	7.50	-	-	0.69	195.60	129.50
8	7.50	600.00	200.00	-11.03	467.80	129.50
9	9.50	-	-	0.58	294.80	152.40
10	9.50	600.00	200.00	-12.40	459.10	152.40
II	11.00	-	-	-2.50	345.50	152.40
12	11.00	600.00	200.00	-16.10	486.00	152.00
12 b	-	-	-	16.60	345.50	167.90
12 b	11.00	600.00	200.00	3.31	451.30	210.60

o coeficiente de empuxo no repouso variaria entre 1,35, para profundidades próximas a superfície original do terreno, e 0,89, a dez metros de profundidade.

A estabilidade da estrutura de contenção foi avaliada considerando-se diagramas trapezoidais de tensões (Figura 5). O dimensionamento geotécnico verificou a estabilidade quanto a deslocamentos horizontais, tombamentos (Figura 6), ruptura de fundação e estabilidade global

(ruptura por cisalhamento do solo). Considerando-se as magnitudes de  $k_0$ , pôde-se estimar que as tensões horizontais atuantes ao longo do paramento variariam entre 24,5 kPa, na superfície do terreno, a 175 kPa, na região do fundo da escavação. Os cálculos indicaram que seria necessário adotar para a estrutura de contenção ao longo da rua A comprimentos de fichas de embutimento mínimas iguais a:

- 9m de comprimento para cortes até 10m de profundidade;
- 7m de comprimento para cortes até 8m de profundidade;
- 6m de comprimento para cortes até 6m de profundidade.

Já os comprimentos de ficha de embutimento ao longo do acesso B deveriam possuir comprimentos mínimos iguais a:

- 11m na região da escavação com até 10m de profundidade;
- 9m na região da escavação com até 8m de profundidade;
- 7m na região da escavação com até 6m de profundidade.

O paramento de contenção localizado no lado D deveria ter a sua ficha de embutimento aumentada para 10m de comprimento para garantia da estabilidade da cava de escavação.

Em todos os casos analisados, a esta-

Figura 6 – Desenho esquemático do balanço de momentos da cortina de estacas

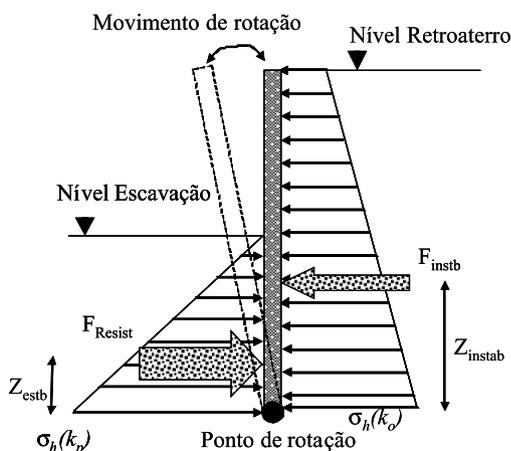
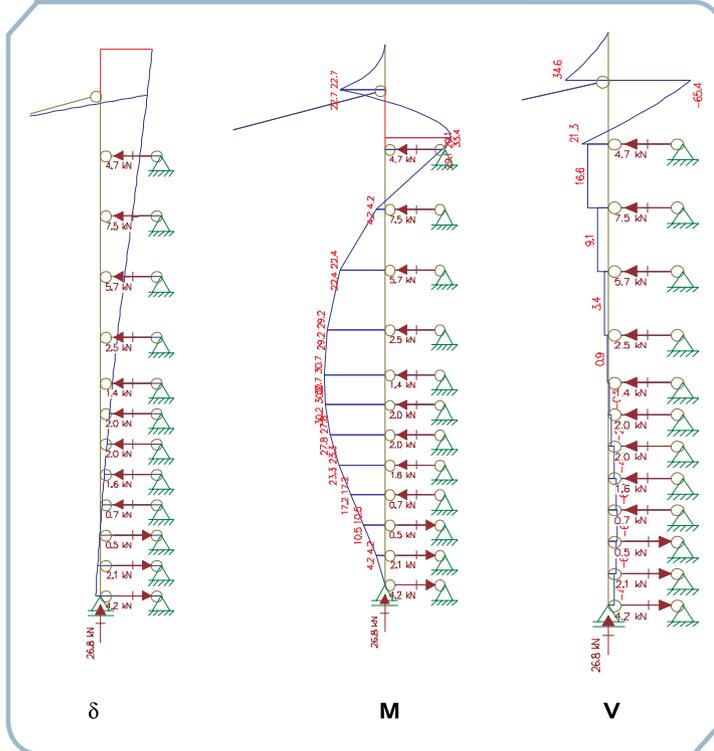


Figura 7 – Esforços na cortina de contenção antes da instalação da 2ª linha de tirantes



bilidade global da estrutura de contenção somente seria garantida com a utilização de tirantes ativos (protendidos) temporários. Como exemplo, os resultados das análises de estabilidade indicaram que, independentemente da situação, a cortina de estacas na região do corte de 10m necessitaria de seis linhas de tirantes, para garantia da estabilidade global da estrutura com fatores de segurança iguais ou acima do nível mínimo preconizado pelas normas NBR - 11682 (estabilidade de taludes) e NBR - 9064 (escavação a céu aberto). Os comprimentos livres de ancoragem teóricos dos tirantes foram definidos considerando-se as disposições normativas da NBR 5629/94 - Execução de Tirantes Ancorados no Terreno. Neste caso, os comprimentos livres de ancoragem mínimos variaram de 12,5m para a 1ª linha de tirantes a 3m de comprimento para a 6ª linha de tirantes. Os comprimentos mínimos de ancoragem estimados variaram entre 8m para a 1ª linha de tirantes a 12m para as 4ª e 5ª linhas de tirantes. Adotou-se um paramento de contenção similar ao originalmente

executado. Tal procedimento visou estimar qual o diâmetro de estaca e respectiva armadura necessária para garantia da estabilidade da escavação. O dimensionamento do paramento de contenção obedeceu às prescrições normativas da NBR-6118/03. Simulou-se o processo gradativo de escavação, de modo a verificar as situações de esforços críticos sobre a estrutura do paramento, incluindo a remobilização do empuxo do solo, devido à deformação da estrutura de contenção. Apresenta-se na Tabela 1 um resumo dos esforços e deslocamentos máximos previstos durante o processo construtivo. Como ilustração, apresentam-se nas Figuras 7 e 8 os diagramas de esforços e momentos atuantes ao longo de uma estaca do paramento de contenção para a situação

anterior à instalação da 2ª linha de tirantes e anterior à instalação da 6ª linha de tirantes, respectivamente.

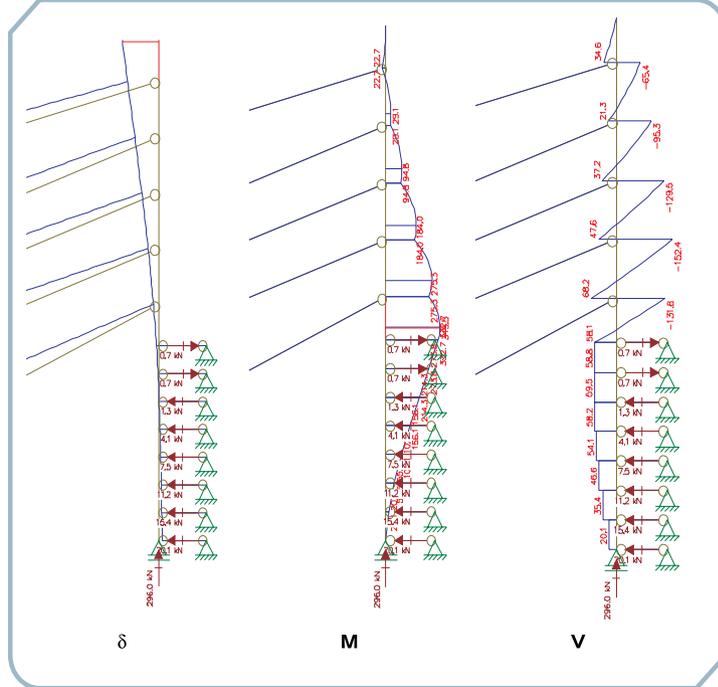
As análises indicaram a necessidade de adoção de estacas justapostas (sem espaçamento entre elementos) com 70cm de diâmetro. A armadura longitudinal das estacas do paramento de contenção foi calculada assumindo-se aço tipo CA-50A e concreto classe C20. A armadura longitudinal necessária para garantia da integridade estrutural do elemento deveria ser composta por 16 barras de 20mm de diâmetro de aço, enquanto que a armadura transversal seria composta por 1 barra de 10mm de diâmetro, posicionada a cada 9cm.

Comparando-se o projeto original ao necessário para garantia da estabilidade, pode-se concluir que as tensões horizontais foram subestimadas entre 50% (na base da escavação) e 300% (próximo à superfície). A subestimativa das tensões horizontais atuantes sobre o paramento de contenção induziu a um subdimensionamento estrutural deste, culminando com a ruptura por cisalhamento do paramento em uma das

frentes de escavação (Figura 9). Observa-se na Figura 9 que as barras de armadura longitudinal não contribuíram para o combate ao cisalhamento, pois essas se deformaram pelo efeito de pino (NBR 6118/03).

Aliando-se à subestimativa das tensões horizontais, o desempenho do projeto original foi profundamente prejudicado pela inclinação equivocada nas sucessivas linhas de tirantes. O vício da inclinação errônea dos tirantes foi identificado desenhando os detalhes construtivos do projeto original em escala. Apresenta-se, na Figura 10, uma comparação entre o desenho esquemático proposto pela empresa de geotecnia (Figura 10-a) e o respectivo desenho em escala (Figura 10-b). Analisando-se a Figura 10-b, pode-se observar que, pelas inclinações indicadas para as 2ª e 3ª linhas de tirantes, há interferência direta na 1ª linha de tirantes (previamente

Figura 8 – Esforços na cortina de contenção antes da instalação da 6ª linha de tirantes

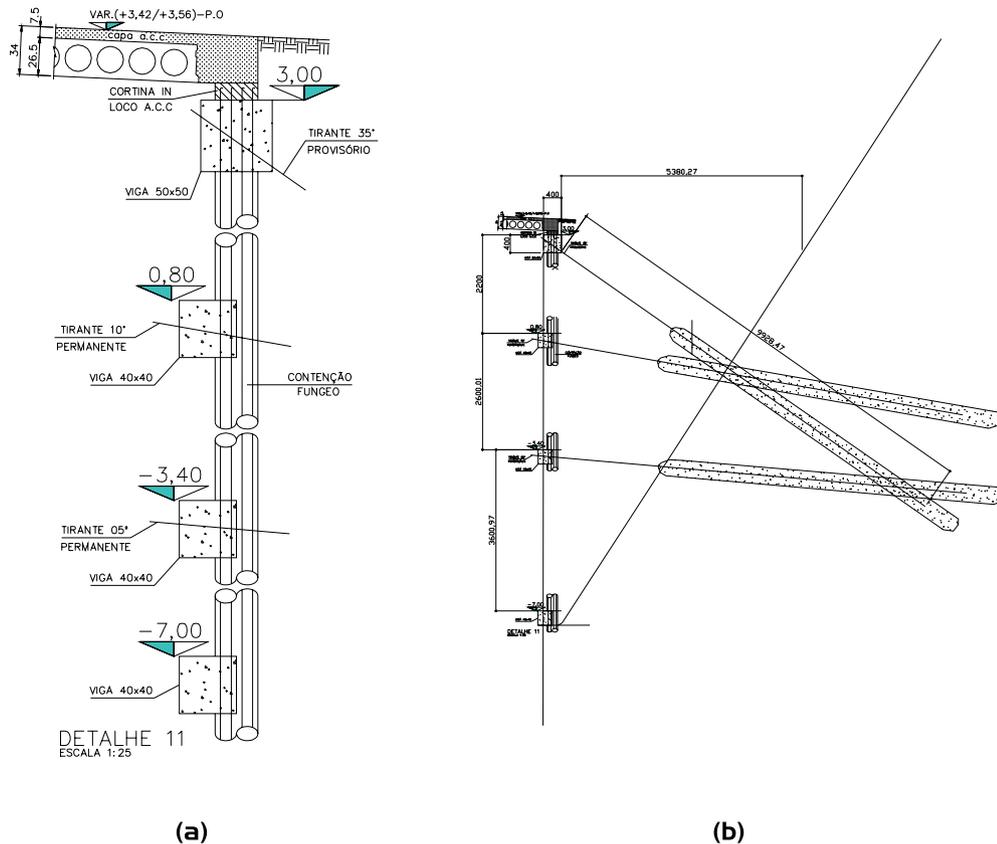


executada). Tal fato pôde facilmente ser constatado em campo observando-se o alinhamento vertical das linhas sucessivas de ancoragens (Figura 11) e também con-

Figura 9 – Detalhe da ruptura do paramento ao longo da divisa D



Figura 10 – Detalhe esquemático de localização dos tirantes no projeto original (a) e a interferência entre os bulbos de ancoragem em (b)



forme indicado no projeto fornecido pela empresa originalmente contratada. Tal interferência induziu a uma perda substancial da eficiência do tirante devido a: (a) sobreposição dos bulbos de transferência de carga do tirante para o solo; (b) dano à barra do tirante da 1ª linha pela passagem da sonda rotativa durante execução da 2ª linha, não tendo sido improvável o corte das barras da 1ª linha. Esse erro na concepção do projeto contribuiu decisivamente para a instabilidade da estrutura de contenção. Da Figura 1, pode-se concluir que não foram respeitados os espaçamentos horizontais constantes entre ancoragens de uma mesma linha. Aliado à subestimativa das tensões atuantes e, por conseguinte, das cargas de trabalho das ancoragens, os comprimentos livres de ancoragem adotados pela empresa originalmente contratada feriram os preceitos normativos indicados pelas NBR 5629/96 e NBR 9061/96. O comprimento de ancoragem da 1ª linha deveria ser superior a

12m, enquanto que os comprimentos das 2ª e 3ª linhas deveriam ser, respectivamente, superiores a 9m e 4m.

Um outro vício fundamental de concepção do projeto original de contenção foi a definição de execução das estacas do paramento afastadas cerca de 65cm entre eixos longitudinais. Tal disposição construtiva induziu a ocorrência de trechos sucessivos de solo não confinado com largura variando entre 30cm e 45cm. Devido à natureza expansiva do solo em questão (verificada nos ensaios de laboratório), o detalhe construtivo de afastamento das estacas do paramento contribuiu para ocorrência do efeito de expansão do solo contido, observado no campo por um deslocamento gradativo de porções do solo não confinado localizado entre estacas. O efeito de perda de solo entre as estacas também contribuiu para a instabilidade da cortina de contenção. A auditoria do projeto indicou que a definição de espaçamento entre estacas

do paramento de contenção deveria ter sido definida em conjunto com a necessidade de fechamento das aberturas com concreto estrutural. A ausência da informação explícita da necessidade deste procedimento no projeto de contenção fornecido pela empresa originalmente contratada viola as prescrições normativas definidas pela NBR 9061/96 para este tipo de situação. Como agravamento do problema, o projeto original não considerou o fluxo de água durante períodos chuvosos. Análises de fluxo de água tridimensional saturado/não saturado realizados pela equipe de auditoria indicaram que, com o paramento permeável, a cava de escavação tenderia a ficar alagada durante períodos de precipitação intensa. Tal fato foi comprovado em campo (Figura 12).

Assim, de maneira geral, pode-se afirmar que, entre outros fatores, o projeto de contenções original incorreu nos seguintes erros:

- a) Previu a execução de tirantes com inclinações inadequadas e no mesmo alinhamento vertical;
- b) Desconsiderou os aspectos de

pré-adensamento do solo;

- c) Subestimou os carregamentos atuantes, especialmente o empuxo do terreno;
- d) Não avaliou adequadamente o fluxo de água percolando para dentro da escavação;
- e) Não armou adequadamente as estacas da cortina, que sofreram ruptura por cisalhamento;
- f) O espaçamento entre as estacas foi superior ao necessário, permitindo a exposição do solo e a sua expansão.

## 5. PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DA CAVA

O projeto de estabilização da cava envolveu soluções particulares de engenharia, uma vez que a estrutura pré-moldada de concreto já tinha sido usada desconsiderando-se a absorção dos esforços advindos do empuxo de terra da contenção. O projeto de estabilização partiu, então, de duas premissas: (a) estabilização provisória da cortina de contenção para possibilitar a abertura

Figura II – Contenção no Lado D (rompida) mostrando o alinhamento vertical dos tirantes

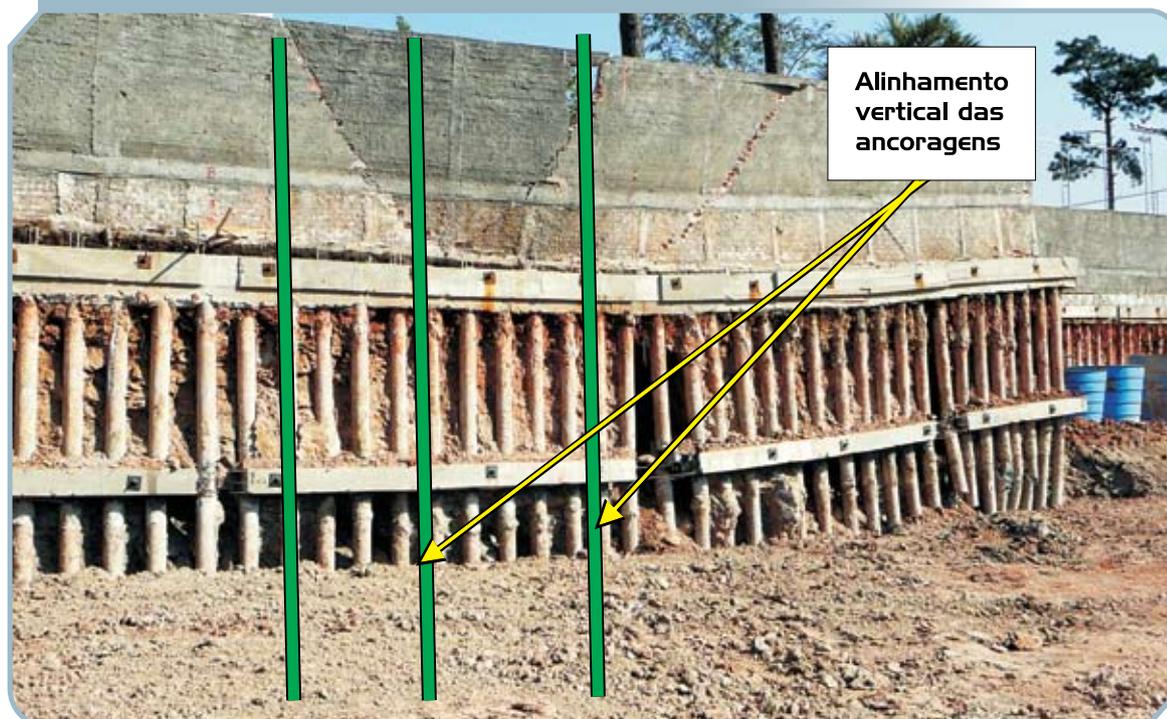


Figura I2 – Vista geral da obra após chuva intensa (Lado A)



de frente de trabalho da superestrutura e recuperação das vias secundárias de tráfego de veículos danificadas durante a ruptura da contenção original; e (b) estabilização definitiva da contenção.

O projeto necessariamente envolveu a modelagem do processo construtivo da contenção definitiva, uma vez que a execução desta obrigatoriamente estaria ligada à demolição da cortina rompida. A estabilização provisória da contenção foi executada com seis linhas de tirantes com cargas de trabalho variando entre 200kN e 600kN. A estabilização definitiva da obra envolveu a construção de contrafortes em concreto armado ao longo dos lados B e C, e de uma grelha metálica ao longo do lado D da cava de escavação, que foi absorvida por uma estrutura de concreto armado moldada *in loco*. O processo de estabilização definitiva envolveu também a elaboração de um plano de descarregamento gradativo dos tirantes provisórios e monitoramento da transferência de carga aos contrafortes.

Devido às especificidades do projeto de estabilização, a sua implementação envolveu, obrigatoriamente, a elaboração de um projeto de instrumentação para monitoramento do desempenho real da

estrutura de contenção e de um plano de gerenciamento de risco. O projeto de instrumentação contemplou o monitoramento dos deslocamentos do paramento, as pressões de água na massa de solo e os possíveis deslocamentos na região da ficha de embutimento do paramento. O plano de gerenciamento de risco guiou as equipes de campo na comparação do desempenho observado (aferido a partir dos deslocamentos da face do paramento medidos por topografia) ao desempenho previsto (conforme indicado na Tabela 1). O plano de gerenciamento do risco da obra definiu três níveis de desempenho denominados de normalidade, de atenção e de colapso iminente. O nível de normalidade foi definido para deslocamentos iguais ou menores que os deslocamentos estimados no projeto. O nível de atenção foi definido para deslocamentos superiores aos deslocamentos de projeto, mas inferiores aos deslocamentos estimados para o paramento, considerando-se a situação anterior à instalação de uma linha de tirantes. O nível de colapso iminente foi definido caso ocorressem deslocamentos iguais ou superiores aos deslocamentos previstos para a situação anterior à instalação de uma linha de tirantes. Para facilitar o entendimento do risco por par-

te das equipes de campo, cada nível de desempenho foi identificado pelas cores verde, amarelo e vermelho. Ao final da escavação, observou-se que os deslocamentos do paramento sempre estiveram dentro da normalidade. Como exemplo, quando da escavação dos 10m de profundidade, a instrumentação indicou deslocamentos da base do paramento de contenção iguais a 3,17cm, contra os 3,31cm previstos na Tabela 1.

## 6. CONCLUSÕES

Foram apresentados os aspectos técnicos que contribuíram para a instabilidade de uma escavação a céu aberto e ruptura da cortina de contenção na cidade de Curitiba/PR. A escavação, com profundidades variando entre 8m e 12m, visava à construção de três subsolos para servirem de área de estacionamento de um centro comercial. A auditoria do projeto original indicou a existência de vários vícios de projeto, tais como: cruzamento de tirantes; subestimativa das forças de empuxo dos solos; e subdimensionamento do paramento de contenção, dentre outros. O projeto de estabilização da cava de escavação necessitou de soluções não triviais de contenção, uma vez que a estrutura dos subsolos não foi dimensionada originalmente para suportar as cargas de empuxo do solo. De todo o ocorrido pode-se tirar as seguintes lições:

■ Os princípios técnicos que regem o

desempenho de uma solução de engenharia devem sempre prevalecer sobre os critérios econômicos de implementação da solução;

- Quando da necessidade de contratação de um serviço especializado, deve-se procurar evitar contratar a execução de serviços especializados com inclusão do fornecimento da solução. Tal procedimento contribui para evitar vícios de uma solução “técnica” voltada apenas à facilidade da execução ou aos interesses do construtor, em detrimento da qualidade necessária ao projeto. A regra básica deveria ser “*quem projeta não executa, quem executa não projeta*”. Caso não seja possível executar esta regra, dever-se-ia contratar uma auditoria independente de engenharia para avaliação da solução proposta. Uma auditoria de engenharia visa prevenir erros e vícios na concepção do projeto de engenharia. A auditoria não é obrigatoriamente restrita a grandes projetos de engenharia, mas concerne à complexidade e à singularidade de cada projeto de engenharia. Os resultados de uma auditoria fornecem subsídios para aumento da segurança e minimização do risco de falha de projetos de engenharia, possibilitando a minimização de custos com retrabalhos, reforços e indenizações.

## Referências Bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682 Estabilidade de taludes, 1991
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5629 Execução de tirantes ancorados no terreno, 1996
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto armado, 2003
- [04] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122 Fundações - projeto e execução, 1996
- [05] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9061 Segurança de escavação a céu aberto, 1985
- [06] DELL'AVANZI, E.; MACHADO, R. D.; QUEVEDO, J.R.S.; GUIZELINI, A.P., COLLE NETO, S. - Discussão sobre os Aspectos Geotécnicos Contribuintes à Ruptura de Uma Escavação a Céu Aberto em Curitiba, PR. Anais do 5º Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas, CINPAR 2009, Junho / 2009 ■

# ABNT NBR 15146:2004 em processo de revisão

**A**s propostas de alteração da Norma Brasileira ABNT NBR 15146 - Controle Tecnológico do Concreto - Qualificação de Pessoal foram apresentadas e discutidas no último dia 1º de março, na sede da Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP. Estiveram presentes representantes dos laboratórios Carlos Campos, Concremat, Daher Tecnologia, EPT e Falcão Bauer, do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT, da Anhortec, da Construtora Andrade Gutierrez, da Construtora Odebrecht, da Petrobras, da Universidade Mackenzie, e das entidades Associação Brasileira das Empresas de Serviço de Concretagem - ABESC, Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, Núcleo de Qualificação e Certificação de Pessoal - NQCP e Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON.

Formada em fevereiro último, a Comissão de Estudos de Controle Tecnológico do Concreto - Qualificação de Pessoal está em pleno processo de revisão da norma brasileira **ABNT NBR 15146**. Um cronograma de reuniões estabelece que a Comissão vai se reunir toda primeira segunda-feira do mês, na ABCP. Todos estão convidados a participar das discussões e dos trabalhos da Comissão.

“O texto da norma vigente precisa ser atualizado, porque diversos ensaios previstos na ABNT NBR 15146 foram revisados, gerando necessidade de adequação e ajustes nos procedimentos previstos e também a reavaliação de alguns de seus requisitos”, explica a engenheira Inês Battagin, superintendente do Comitê Brasileiro de Cimentos, Concretos e Agregados da ABNT,

que reativou a Comissão nos quadros da ABNT. “Estamos no momento certo de revisar a norma, pois ela acaba de completar cinco anos”, completa.

Um dos requisitos a serem reavaliados é o que se relaciona com as categorias profissionais que fazem o controle tecnológico do concreto: auxiliar de laboratório, laboratorista, tecnologista e inspetor. “A Comissão procurará rever o conteúdo normativo de cada uma dessas categorias, estipulando, por exemplo, o grau de escolaridade e a experiência profissional necessária”, aponta o professor Simão Prizskulnik, coordenador dos trabalhos na Comissão de Estudos.

O IBRACON toca um Programa de Qualificação e Certificação de Pessoal que já certificou três turmas de profissionais de controle tecnológico do concreto e tem, assim, interesse em revisar a ABNT NBR 15146 para intensificar esse processo de qualificação dos profissionais da cadeia produtiva do concreto.

## CONSULTA NACIONAL

Durante os próximos seis meses, a Comissão de Estudos estará empenhada em elaborar um texto-base de atualização da ABNT NBR 15146. A partir do texto-base, a Comissão de Estudos deve discutir e chegar ao consenso quanto às modificações necessárias na Norma, aprovando o Projeto para que seja submetido à Consulta Nacional; processo realizado por meio eletrônico, com duração mínima de 60 dias corridos, que possibilita que qualquer pessoa acesse o texto e encaminhe seu voto e seus comentários ao Projeto da Norma via site da ABNT.

Após esse processo, as sugestões recebidas são analisadas pela Comissão de Estudos, para serem implementadas ao Projeto da Norma. Se este for aprovado, é, então, encaminhado para homologação e publicação como Norma Brasileira, substituindo a norma até o momento vigente.

“Acredito que, até o final de 2010, já teremos uma nova norma publicada”, prevê Battagin.

Para mais informações sobre a Comissão de Estudos, acesse:

**IBRACON:** [www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br)

**ABNT:** [www.abnt.org.br](http://www.abnt.org.br)

## Programe-se para obter a Certificação Profissional de Controle Tecnológico do Concreto

Já está disponível o calendário de exames 2010 do Programa de Qualificação e Certificação de Pessoal vinculado ao Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON.

Acreditado pelo Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualificação Industrial - INMETRO, o IBRACON, através de seu Núcleo de Qualificação e Certificação de Pessoal (NQCP), programou para o ano corrente um conjunto de exames para certificação dos profissionais de controle tecnológico do concreto (veja tabela).

Os interessados devem inscrever-se no Programa, acessando o site [www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br), preenchendo a ficha de inscrição e entregando ao NQCP os documentos pessoais, o comprovante de experiência profissional e o exame de acuidade visual requeridos para a certificação.

Para obter o certificado, emitido pelo Conselho de Certificação, o candidato precisa obter de 70 a 80% de aprovação nos exames teórico geral (avaliação dos conhecimentos nas áreas de matemática e cálculo; segurança do trabalho; calibração de equipamentos; comportamento em laboratório; manuseio de instrumentos; e normalização), teórico específico (avaliação dos conhecimentos relativos às normas técnicas específicas para cada categoria profissional), e exame prático (avaliação do desempenho do profissional na prática, nos laboratórios conveniados, simulando uma situação típica do cotidiano de trabalho do profissional). Por fim, passa ainda por uma entrevista de caráter técnico-pedagógico, onde é orientado

quanto aos aspectos positivos e negativos em seu processo de avaliação.

### CENTROS DE EXAMES DE QUALIFICAÇÃO

#### ABCP

Associação Brasileira de Cimento Portland - Unidade São Paulo  
Av. Torres de Oliveira, 76 - Jaguaré - São Paulo - SP

#### Alphageos Tecnologia Aplicada S.A.

Rua João Ferreira de Camargo, 703 - Tamboré - Barueri - SP

#### EPT - Engenharia e Pesquisas Tecnológicas

Av. São José, 450 - Ayrosa - Osasco - SP

#### Escola SENAI - SP "ORLANDO LAVIERO FERRAIUOLO"

R. Teixeira de Melo, 106 - Tatuapé - São Paulo - SP

#### ITA - Instituto Tecnológico de Aeronáutica

Praça Marechal Eduardo Gomes, 50 - São José dos Campos - SP

#### SEQUI - Gerência de Certificação, Qualificação e Inspeção de Engenharia

Petrobras - Petróleo Brasileiro SA

#### TECOMAT - Tecnologia da Construção e Materiais LTDA

R. Serra da Canastra, 391 - Cordeiro - Recife - PE

Mais informações sobre o Programa podem ser obtidas no site [www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br), tais como: Manual do Candidato; Bibliografia técnica; Documentação; e Investimentos. ■

### Calendário 2010

Categoria	Abril	Maio	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro
Laboratorista N I	(SP) 05	-	(SP) 07	-	(PE e SP) 09	-	(SP) 04	-
Laboratorista N II	-	(PE e SP) 03	-	(SP) 05	-	(PE e SP) 13	-	(SJC) 08
Tecnologista N I	(SJC) 26	(PE) 17	(SP) 07	-	(PE e SP) 09	(PE e SP) 13	(SP) 04	-
Tecnologista N II	-	(PE e SP) 17	-	(SP) 19	-	(PE e SP) 13	-	(SP) 29
Inspetor N I	(SJC) 26	-	(SJC) 28	-	(SJC) 23	-	(SJC) 18	-
Inspetor N II	-	-	(SJC) 28	(SP) 26	-	(SJC) 27	-	(SP) 29
Auxiliar	(SP) 05	-	-	(SP) 26	-	-	(SP) 04	-

## pesquisa e desenvolvimento

a impermeabilização e a norma de desempenho

# Impermeabilização versus NBR 15.575 - norma de desempenho

**MARCOS STORTE - GERENTE DE NEGÓCIOS**  
VIAPOL LTDA

## 1. INTRODUÇÃO

**N**ormas de desempenho são estabelecidas buscando atender exigências dos usuários, que, independentemente dos materiais constituintes e do sistema construtivo utilizado, têm o foco nas exigências da impermeabilização, ou de maneira mais ampla, da estanqueidade, quanto ao seu comportamento em

uso, e não na prescrição de como os tipos de impermeabilização são aplicados.

A forma de estabelecimento do desempenho é comum e internacionalmente pensada por meio da definição de requisitos (qualitativos), critérios (quantitativos ou premissas) e métodos de avaliação, os quais sempre permitem a mensuração clara do seu cumprimento.

As normas, assim elaboradas, visam, de



*Figura 1 - Aplicação de manta asfáltica com maçarico em laje*



**Figura 2 - Etapa do processo construtivo do Viaduto Ferroviário sobre a Rodovia SP 330, que usou manta asfáltica na impermeabilização do tabuleiro**

um lado, incentivar e balizar o desenvolvimento tecnológico e, de outro, orientar a avaliação da eficiência técnica e econômica das inovações tecnológicas.

Normas de desempenho traduzem as exigências dos usuários em requisitos e critérios, e não substituem as normas atinentes à impermeabilização; todavia são complementares a estas últimas.

Por sua vez, as normas sobre impermeabilização estabelecem requisitos com base no uso consagrado de produtos ou procedimentos, buscando o atendimento às exigências dos usuários de forma indireta.

A abordagem deste artigo explora conceitos que, muitas vezes, não são considerados em normas prescritivas específicas como, por exemplo, a durabilidade dos tipos de impermeabilização, a manutenibilidade da edificação, o conforto do usuário e a integridade estrutural da edificação.

### 1.1 HISTÓRICO

Para estabelecermos uma visão sistêmica, vamos verificar as interfaces da NBR 9574 e NBR 9575, normas de Impermeabilização, com a NBR 15.575, norma de desempenho das edificações. As referências às

normas estão identificadas entre aspas (“) e meus comentários em texto corrente.

Na NBR 15.575, temos inúmeras definições e entre elas considero relevante comentar algumas, conforme segue:

■ **Durabilidade** - “Capacidade do edifício ou de seus sistemas de desempenhar suas funções, ao longo do tempo e sob condições de uso e manutenção especificadas, até um estado limite de utilização.”

Como podemos ter durabilidade em uma estrutura de concreto sem estanqueidade, se a passagem de água acarreta corrosão nas armaduras e deterioração do concreto?

■ **Manutenção** - “Conjunto de atividades a serem realizadas e respectivos recursos para conservar ou recuperar a capacidade funcional da edificação e de seus sistemas constituintes de atender as necessidades e segurança dos seus usuários.”

Em caso de infiltração, não podemos usar as áreas afetadas, alterando a capacidade funcional da edificação, bem como temos conseqüências, tais como: refazimento de pinturas; troca de carpetes; danos a equipamentos e veículos; riscos à instalação elétrica.



*Figura 3 - Manta asfáltica aplicada em laje*

■ **Manutenabilidade** - “Grau de facilidade de um sistema, elemento ou componente em ser mantido ou recolocado no estado no qual pode executar suas funções requeridas, sob condições de uso especificadas, quando a manutenção é executada sob condições determinadas, procedimentos e meios prescritos.”

Se tivermos uma área impermeabilizada com proteção mecânica, somos obrigados a demolir, remover o acabamento do piso e paredes, proteção e impermeabilização existentes, impedindo o uso dos locais e, com isso, aumentando o grau de dificuldade para solução ao caso.

“Na Parte 1, item 4 - Exigências dos usuários relativas à segurança é expressa por vários fatores, sendo o primeiro deles a segurança estrutural.”

Certamente, instalado um processo de deterioração do concreto e corrosão das armaduras, provocados por infiltrações, temos o comprometimento da segurança estrutural.

“O mesmo ocorre com as exigências do usuário relativas à habitabilidade onde um dos principais fatores é a estanqueidade.”

Podemos tê-la de várias maneiras, mas uma área sujeita a contato com água, umi-

dade ou molhagem exige uma impermeabilização adequada.

“O conceito se repete nas exigências do usuário relativas à sustentabilidade quando se fala de durabilidade.”

Como podemos ter durabilidade com ausência de estanqueidade em uma estrutura de concreto?

Como podemos atender à sustentabilidade se tivermos que demolir e refazer a mesma área diversas vezes, para manter a estanqueidade, dentro da expectativa de vida útil da edificação?

O objetivo é termos uma edificação onde a impermeabilização, em seu papel de garantir estanqueidade, é muito importante, pois impacta no uso, na manutenibilidade, na durabilidade, na funcionalidade, nos custos de refazimento, no incremento do desgaste da relação usuário/edificador, na sustentabilidade e respeito ao meio ambiente.

Nesta fase, é importante observarmos na NBR 15.575 - Parte 1, item 6.6 - Relação entre Normas:

“Quando uma norma brasileira prescritiva contiver exigências suplementares à presente Norma, elas devem ser integralmente cumpridas”.

Vamos explorar as normas referentes à impermeabilização na ABNT:

- **A “NBR 9574:2008** - Execução de Impermeabilização estabelece em seu escopo as exigências e recomendações relativas à execução de impermeabilização para que sejam atendidas as condições mínimas de proteção da construção contra a passagem de fluidos, bem como a salubridade, segurança e conforto do usuário, de forma a ser garantida a estanqueidade das partes construtivas que a requeiram.”

“A NBR 9574 se aplica às edificações e construções em geral, em execução ou sujeitas a acréscimo ou reconstrução, ou ainda àquelas submetidas a reformas ou reparos.”

- **A “NBR 9575:2003** - Impermeabilização - Seleção e projeto, estabelece as exigências e recomendações relativas à seleção e projeto de impermeabilização, para que sejam atendidas as condições mínimas de proteção da construção contra a passagem de fluidos, bem como a salubridade, segurança e conforto do usuário, de forma a ser garantida a estanqueidade das partes construtivas que a requeiram.”

“A NBR 9575 se aplica às edificações e construções em geral, em execução ou sujeitas a acréscimo ou reconstrução, ou ainda àquelas submetidas a pequenas reformas ou reparos e podem estar integrados ou não a outros sistemas construtivos que garantam a estanqueidade das partes construtivas, devendo, para tanto, ser observadas normas específicas que atendam a esta finalidade.”

Na NBR 9575, temos inúmeras definições e entre elas considero relevante comentar algumas, conforme segue:

- **“Estanque** - Elemento (ou conjunto de componentes) que não se deixa atravessar por fluidos.”
- **“Estanqueidade** - Propriedade de um elemento (ou de um conjunto de componentes) de impedir a penetração ou passagem de fluidos através de si. A sua determinação está associada a uma pressão limite de utilização (a que se relaciona com as condições de exposição do elemento).”

- **“Projeto básico de impermeabilização** - Conjunto de informações gráficas e descritivas que definem as soluções de impermeabilização a serem adotadas numa dada construção, de forma a atender às exigências de desempenho em relação à estanqueidade dos elementos construtivos e à durabilidade frente à ação de fluidos, vapores e umidade.”

“O projeto básico deve compatibilizar os demais projetos da construção, de modo a equacionar adequadamente as interferências existentes entre todos os elementos e componentes construtivos. Pela sua característica, deve ser feito durante a etapa de coordenação geral das atividades de projeto e deve compor os documentos do projeto básico de arquitetura, definido na NBR 13532 ou, na ausência desse, deve compor o projeto executivo de arquitetura.”

Ainda, na NBR 9575, define-se, no item Seleção, o seguinte:

“O tipo adequado de impermeabilização a ser empregado na construção civil deve ser determinado segundo a solicitação imposta pelo fluido nas partes construtivas que requeiram estanqueidade. A solicitação pode ocorrer de quatro formas distintas, conforme a seguir:

- a) imposta pela água de percolação;
- b) imposta pela água de condensação;
- c) imposta pela umidade do solo;
- d) imposta pelo fluido sob pressão unilateral ou bilateral.”

As normas citadas buscam o mesmo conceito - estanqueidade - e isso significa que a norma NBR 15.575 deve ser entendida e aplicada, mas sem desconhecermos às exigências existentes nas normas de impermeabilização, onde devemos discutir e estabelecer as soluções e procedimentos necessários a este fim.

Parece uma narrativa elíptica, mas, para entendermos melhor as interfaces, voltamos a NBR 15.575, Parte 1, onde encontramos as mesmas preocupações evidenciadas em definições e requisitos, conforme segue:

- Estanqueidade

Em 10.1 - Generalidades.

“A exposição à água de chuva, à umidade proveniente do solo e àquela provenien-

Tabela C.I – Efeito das falhas no desempenho

Categoria	Efeito no desempenho	Exemplos típicos
A	Perigo a vida (ou de ser ferido)	Colapso repentino da estrutura
B	Risco de ser ferido	Degrau de escada quebrado
C	Perigo à saúde	Séria penetração de umidade
D	Interrupção do uso do edifício	Rompimento de coletor de esgoto
E	Comprometer a segurança de uso	Quebra de fechadura de porta
F	Sem problemas excepcionais	Substituição de uma telha

Obs.: Falhas individuais podem ser enquadradas em duas ou mais categorias

te do uso do edifício habitacional, inclusive quanto à condensação, devem ser consideradas em projeto, pois a umidade acelera os mecanismos de deterioração e acarreta a perda das condições de habitabilidade e de higiene do ambiente construído.”

Em 10.2 - Requisito de estanqueidade a fontes de umidade externas à edificação.

“Assegurar estanqueidade às fontes de umidades externas ao sistema.”

Em 10.2.1 - Critério de estanqueidade à água de chuva e à umidade do solo e do lençol freático.

“Atendimento aos requisitos especificados nas Partes 2 a 5 desta Norma.”

Em 10.2.2 - Método de avaliação.

“Análise do projeto e métodos de ensaio especificados nas Partes 2 a 5 desta Norma.”

Em 10.2.3 - Premissas de projeto.

“Devem ser previstos nos projetos a prevenção de infiltração da água de chuva e da umidade do solo nas habitações por meio dos detalhes indicados a seguir:

- a) condições de implantação dos conjuntos habitacionais, de forma a drenar adequadamente a água de chuva incidente em ruas internas, lotes vizinhos ou mesmo no entorno próximo ao conjunto;
- b) impermeabilização de porões e sub-solos, jardins contíguos às fachadas e quaisquer paredes em contato com o solo; ou pelo direcionamento das águas, sem prejuízo da utilização do ambiente e dos sistemas correlatos e sem comprometer a segurança estrutural;

- c) impermeabilização (3.23) de fundações e pisos em contato com o solo;

- d) ligação entre os diversos elementos da construção (como paredes e estrutura, telhado e paredes, corpo principal e pisos ou calçadas laterais).”

Em 10.3 - Requisito de estanqueidade a fontes de umidade internas à edificação.

“Assegurar a estanqueidade à água utilizada na operação e manutenção do imóvel em condições normais de uso.”

Observamos que a estanqueidade é importante e necessária para cumprir com a NBR 15.575 - Parte 1, item 4 - Exigências dos usuários. Mais claro isto tudo fica, quando entramos na discussão do Anexo C, nas **Considerações sobre durabilidade e vida útil.**

- A vida útil de projeto (VUP) é basicamente uma expressão de caráter econômico de uma exigência do usuário. Isso significa avaliarmos os riscos inerentes a manutenibilidade e o impacto da impermeabilização, que fica evidente na classificação das tabelas, C.1; C.3, C.4 e C.7.

É visível a importância da impermeabilização nas edificações, pois, ao conferirmos as normas, observamos que a habitabilidade, a segurança da estrutura, a funcionalidade da edificação, a manutenibilidade, depende da estanqueidade.

O custo de uma impermeabilização correta gira entre 1% e 3% do custo da obra, mas sabemos que uma intervenção pós-obra eleva este custo a cerca de 10%, sem contar o desgaste inevitável da relação usuário/incorporador ou construtora.

**Tabela C.3 – Custo de manutenção e reposição ao longo da vida útil**

Categoria	Descrição	Exemplos típicos
A	Baixo custo de manutenção	Vazamentos em metais sanitários
B	Médio custo de manutenção ou reparação	Pintura de revestimentos internos
C	Médio ou alto custo de manutenção ou reparação Custo de reposição (do elemento ou sistema) equivalente ao custo inicial	Pintura de fachadas; esquadrias de portas; pisos internos; telhamento
D	Alto custo de manutenção e ou reparação Custo de reposição superior ao custo inicial Comprometimento da durabilidade afeta outras partes do edifício	Revestimentos de fachada; estrutura de telhados
E	Alto custo de manutenção ou reparação Custo de reposição muito superior ao custo inicial	Impermeabilização de piscinas e de banheiros

Em uma palestra de 2009 do Eng. Prof. Dr. Enrique Gonzalez Valle, intitulada “A patologia das estruturas de concreto: suas origens e evolução”, ele expôs uma pesquisa da Espanha com a origem dos erros, conforme segue:

Origem dos Erros	%
Projetos	40 a 50
Execução	30 a 35
Materiais	10 a 15
Uso/manutenção	10 a 12

Fica claro a importância de termos um projeto de Impermeabilização que

busca soluções de impermeabilização a serem adotadas numa dada construção, de forma a atender às exigências de desempenho em relação à estanqueidade dos elementos construtivos e à durabilidade frente à ação de fluidos, vapores e umidade; e mais: que possamos ter as interfaces com a norma 15.575, usadas corretamente.

Se a maior origem de erros está nos projetos, podemos imaginar as consequências do desconhecimento das normas que nos orientam e disciplinam esta fase.

E se não tivermos os projetos, como vamos saber onde erramos? Na conceituação? Na execução?

**Tabela C.4 – Critérios para o estabelecimento da VUP das partes do edifício**

Valor sugerido de VUP para os sistemas, elementos e componentes	Efeito da falha (tabela C.1)	Categoria de VUP (tabela C.2)	Categoria de custos (tabela C.3)
1/15 da VUP do edifício	F	1	A
1/10 da VUP do edifício	F	1	B
1/5 da VUP do edifício	E, F	1	C
1/3 da VUP do edifício	D, E, F	2	D
1/2 da VUP do edifício	qualquer	2	D, E
Igual à VUP edifício	qualquer	3	qualquer

**NOTA** – As VUP de 1/15 e 1/10 da VUP do edifício podem ser aplicáveis apenas a componentes. As demais VUP podem ser aplicáveis a todas as partes do edifício (sistemas, elementos e componentes)

Como vamos evitar a reincidência dos mesmos erros?

Como efetuar reparos ou manutenção?

## 2. INCUMBÊNCIAS DOS INTERVENIENTES

### 2.1 PROJETISTAS

Vemos uma grande oportunidade de expansão do trabalho dos projetistas, que terão que “projetar” diferente e cumprir com análise de projetos de outras áreas, onde a habitabilidade, funcionalidade e segurança no uso e operação da edificação serão os requisitos mais demandados.

O projetista da impermeabilização tem essas responsabilidades, cumprindo com as normas existentes, especificando adequadamente, detalhando a execução, analisando os ensaios, pois uma infiltração ou a

presença de umidade comprometem todos requisitos demandados.

O código de ética profissional do CONFEA, Resolução 1002/2002, no Artigo 9º, estabelece que, no exercício da profissão, são deveres do profissional adequar sua forma de expressão técnica às necessidades do cliente e às normas vigentes aplicáveis.

**A palavra chave é Especificação.**

### 2.2 FABRICANTES

O fornecedor ou prestador de serviços deve cumprir com as normas técnicas dos produtos ou serviços estabelecidas pelo CB 22 - Comitê Brasileiro de Impermeabilização.

Como as normas prescrevem técnicas e requisitos para que um produto ou serviço seja de boa qualidade, o fornecedor tem obrigação de cumpri-las, conforme estabelecido Código de Defesa do Consumidor, Art. 20, § 2º, impróprio.

Tabela C.7(parcial) – Exemplos de VUP aplicando os conceitos deste anexo

Parte da edificação	Exemplos	VUP anos	
		Mínimo	Superior
Estrutura principal	Fundações, elementos estruturais (pilares, vigas, lajes, e outros), paredes estruturais, estruturas periféricas, contenções e arrimos	≥ 40	≥ 60
Estruturas auxiliares	Muros divisórios, estrutura de escadas externas	≥ 20	≥ 30
Vedação externa	Paredes de vedação externas, painéis de fachada, fachadas cortina	≥ 40	≥ 60
Vedação interna	Paredes e divisórias leves internas, escadas internas, guardas corpo	≥ 20	≥ 30
Cobertura	Estrutura da cobertura e coletores de águas pluviais embutidos	≥ 20	≥ 30
	Telhamento	≥ 13	≥ 20
	Calhas de beiral e coletores de águas pluviais aparentes, subcoberturas facilmente substituíveis	≥ 4	≥ 6
	Rufos, calhas internas e demais complementos (de ventilação, iluminação, vedação)	≥ 8	≥ 12
Revestimento interno aderido	Revestimento de piso, parede e teto: de argamassa, de gesso, cerâmicos, pétreos, de tacos e assoalhos e sintéticos,	≥ 13	≥ 20
Revestimento interno não-aderido	Revestimentos de pisos: têxteis, laminados ou elevados; lambris; forros falsos	≥ 8	≥ 12
Revestimento de fachada aderido e não aderido	Revestimento, molduras, componentes decorativos, cobre muros	≥ 20	≥ 30
Piso externo	Pétreo, cimentados de concreto, cerâmico	≥ 13	≥ 20
Pintura	Pinturas internas; papel de parede	≥ 3	≥ 4
	Pinturas de fachada, pinturas revestimentos sintéticos texturizados	≥ 8	≥ 12
Impermeabilização manutenível sem quebra de revestimentos	Componentes de juntas e rejuntamentos; mata-juntas, sancas, golas, rodapés e demais componentes de arremate.	≥ 4	≥ 6
	Impermeabilização de caixa d'água, jardineiras, áreas externas com jardins, coberturas não utilizáveis, calhas e outros	≥ 8	≥ 12
Impermeabilização manutenível apenas com a quebra dos revestimentos	Impermeabilizações de áreas internas, de piscina, de áreas externas com pisos, de coberturas utilizáveis, de rampas de garagem, etc.)	≥ 20	≥ 30

O CDC estabelece ainda no Art. 39º: “É vedado ao fornecedor de produtos e serviços:

Alínea VIII - colocar, no mercado de consumo, qualquer produto ou serviço em desacordo com as normas expedidas pelos órgãos oficiais competentes ou, se normas específicas não existirem, pela Associação Brasileira de Normas Técnicas ou outra entidade credenciada pelo Conselho Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial - CONMETRO.”

Já o Código Civil estabelece, no art. 615, conseqüências para o não cumprimento:

“Concluída a obra de acordo com o ajuste, ou o costume do lugar, o dono é obrigado a recebê-la. Poderá, porém, rejeitá-la, se o empreiteiro se afastou das instruções recebidas e dos planos dados, ou das regras técnicas em trabalhos de tal natureza.”

Este é um desafio constante aos fabricantes, que precisam responder à demanda de produtos cada vez mais adequados à relação Custo/Resultado e não à relação Custo/Benefício, face às exigências da NBR 15.575.

**A palavra chave é Inovação.**

### 2.3 CONSTRUTORAS

Entre outras leituras, a NBR 15.575 serve para referenciar a responsabilidade dos construtores, pois estabelece requisitos de qualidade e referências temporais de vida útil que é diferente dos prazos das garantias.

O construtor é o primeiro responsável e solidário pelas falhas dos elos antecedentes de todos os serviços e produtos usados na edificação, tais como, projetistas, fornecedores de produtos e serviços, como estabelece o CDC, no artigo 25:

“§ 1º - Havendo mais de um responsável pela causação do dano, todos responderão solidariamente pela reparação prevista nesta e nas Seções anteriores.

§ 2º - Sendo o dano causado por componente ou peça incorporada ao produto ou serviço, são responsáveis solidários seu fabricante, construtor, importador que realizou a incorporação.”

**A palavra chave é Sustentabilidade.**

### 2.4 CONSUMIDOR

Podemos entender a NBR 15.575 com

o objetivo de atender as necessidades dos usuários de imóveis, dentro de determinadas condições de exposição, ao longo de uma vida útil de projeto e no contexto do ambiente regulatório, econômico e social brasileiro.

Esta norma é uma ferramenta para o usuário estabelecer programas de manutenção corretiva e preventiva.

Quem define a *VUP* deve também estabelecer as ações de manutenção que devem ser realizadas para garantir o atendimento à *VUP*. É necessário salientar a importância da realização integral das ações de manutenção pelo usuário, sem o que se corre o risco de a *VUP* não ser atingida.

Por exemplo, uma impermeabilização exposta ao intemperismo em coberturas não transitáveis pode ser projetada para uma *VUP* de 12 anos, desde que a sua espessura seja recomposta a cada 5 anos, no máximo. Se o usuário não realizar a manutenção prevista, a *VU* real da impermeabilização pode ser seriamente comprometida.

Por conseqüência, as eventuais patologias resultantes podem ter origem no uso inadequado e não em uma construção falha.

O usuário de uma edificação tem limitações econômicas no momento de sua aquisição, mas pode não tê-las no futuro. Então, em princípio, pode optar por uma menor *VU* em troca de um menor investimento inicial, mas esta escolha tem um limite inferior, abaixo do qual não é aceitável do ponto de vista social, pois esta situação impõe custos exagerados de reposição no futuro para a toda a sociedade.

Aspectos legais também estão envolvidos no caso de negligência da manutenção das estruturas.

Além das características legais que a legislação municipal de centros urbanos exige de suas autoridades constituídas, estas têm o dever de alertar aos proprietários ou gestores de edificações sobre suas responsabilidades frente ao Código Civil Brasileiro, artigo n.º 937 da lei n.º 10406 de 10/01/2002. Este documento registra expressamente:

“O dono do edifício ou construção responde pelos danos que resultarem de sua ruína, se esta provier de falta de reparos, cuja necessidade fosse manifesta.”

Assim, os gestores de edifícios são responsáveis, civil e criminalmente, por eventuais falhas estruturais, descuidos e suas conseqüências. E, por isso, devem ter conhecimento de procedimentos a tomar na contratação de equipes para avaliação e conforme o caso, para recuperação e impermeabilização das estruturas.

**A palavra chave é Responsabilidade.**

### 3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Quando discutimos expectativa de vida útil de uma impermeabilização na edificação, no âmbito técnico, pensamos sempre em especificações, custos, tempo de execução, mão de obra qualificada, garantias, pós-obra.

Estamos começando a pensar em sustentabilidade como um contexto mais amplo, onde uma impermeabilização eficiente e eficaz, como estabelecido nas normas prescri-

tivas dos produtos, abrange também requisitos postulados nas normas de elaboração de projetos e de desempenho das edificações, que espelha a expectativa do usuário.

Isto significa a necessidade de pensarmos profundamente no desempenho da impermeabilização e das edificações, pois temos um paradigma de sustentabilidade ambiental implícito. A construção civil, (kerorguen-2005) é responsável por 40% de toda emissão mundial de CO<sup>2</sup>, pela extração de 40% de todos os recursos naturais e pela produção de 40% de todos os rejeitos produzidos no planeta.

Considerando que os edifícios durante seus 50 anos de vida útil média, construção, manutenção e demolição, consomem segundo (Adam-2001), 50% de toda energia global, pode-se afirmar categoricamente que esta indústria representa a atividade humana de maior impacto sobre o meio ambiente.

### Referências Bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 15.575 - Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos - Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais. São Paulo - SP, 2007.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9575 - Impermeabilização - Seleção e projeto. São Paulo - SP, 2003
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9574 - Execução da Impermeabilização, São Paulo - SP, 2008.
- [04] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13532 - Elaboração de projetos de edificações - Arquitetura - Procedimento. São Paulo - SP, 1995
- [05] ANAIS DO 3º Seminário de Normas Técnicas - Foco nas normas de desempenho - Secovi/Sinduscon. São Paulo - SP, 2008.
- [06] KERORGUEN, Y. La construction durable devient un enjeu stratégique pour les entreprises. Paris; La Tribune, 2005.
- [07] ADAM, R. S. Princípios do ecoedifício; integração entre ecologia, consciência e edifício. São Paulo - SP; Aguariana, 2001
- [08] VALLE, G. E. A patologia das estruturas de concreto: suas origens e evolução. São Paulo - SP, curso de Patologia nas obras civis, 2009.
- [09] CONSELHO FEDERAL DE ENGENHARIA E ARQUITETURA. Código de ética profissional - Resolução 1002. Brasília - DF, 2002
- [10] LEI 8078. Código de Defesa do Consumidor. Brasília - DF, 1990
- [11] LEI 10.406. Código Civil Brasileiro. Brasília - DF, 2002 ■

mercado nacional

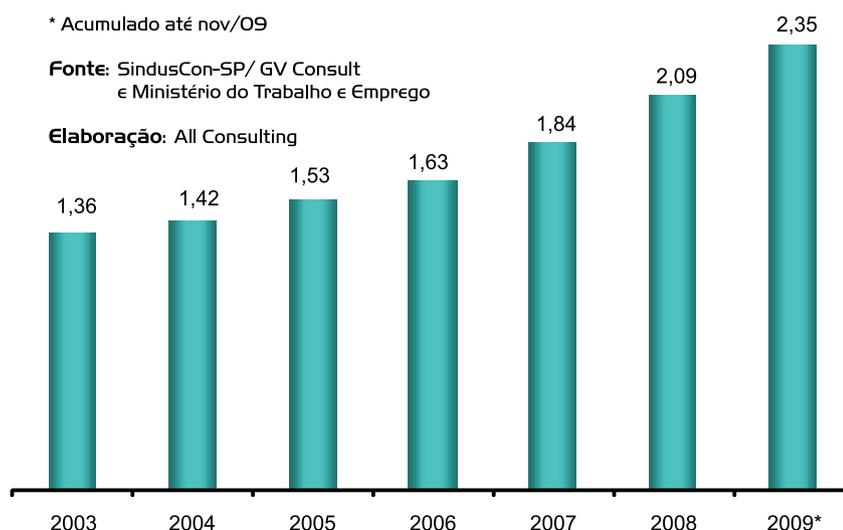
# Desempenho recente do setor da Construção e perspectivas para os próximos anos

**PAULO MACENA - ANALISTA SETORIAL**  
ALLCONSULTING

O ano de 2009 começou em meio a uma crise financeira mundial que trouxe uma série de complicações à maioria dos setores econômicos no país. Nesse período, o setor de construção civil sentiu uma desaceleração na atividade, uma vez que havia incerteza no mercado.

Contudo, ainda nos primeiros meses do ano, o governo lançou um plano de incentivo à construção de moradias populares e criou medidas como a redução de impostos sobre o preço dos materiais de construção. Essas ações beneficiaram diretamente a construção civil, que voltou a intensificar seus investimentos.

Número de empregos na construção  
(em milhões de empregados)



A criação do programa habitacional “Minha Casa, Minha Vida” deu novo ânimo ao mercado imobiliário e impulsionou as vendas de imóveis nos meses seguintes.

A recuperação da economia do país, que foi sentida de maneira mais intensa a partir do segundo semestre do ano passado, foi muito importante para a retomada do setor, através da recuperação do nível de emprego e do aumento da renda da população, pois contribuiu para aumentar a confiança do trabalhador e, com isso, melhorar os ânimos na construção civil de uma maneira geral, impulsionando as vendas do setor e as contratações de mão-de-obra.

Neste último ano, a construção civil apresentou consecutivas melhoras no nível de emprego. De acordo com o SindusCon-SP (Sindicato da Indústria da Construção Civil do Estado de São Paulo) e FGV (Fundação Getúlio Vargas), no acumulado até o mês de novembro, o setor apresentou um total de 2,35 milhões de empregados, o que já representa um crescimento de 12,8% em relação ao número de empregados ao término de 2008.

## PERSPECTIVAS PARA O SETOR EM 2010

Após encerrar 2009 em alta, a expectativa é de que a construção civil seja o destaque entre os setores que irão gerar vagas em 2010. As contratações deverão se manter aquecidas em todos os níveis, desde os primeiros meses do ano. As perspectivas são de que aproximadamente 200 mil vagas sejam criadas no ano.

Além da continuidade na contratação de funcionários, estima-se também para o ano de 2010 que o setor deverá apresentar um bom desempenho em relação a novos empreendimentos. O momento favorável se dará em decorrência dos programas de moradia e também

pelo fato de se tratar de ano eleitoral, período em que, historicamente, o governo realiza maiores investimentos em obras públicas.

Cabe destacar, no entanto, que o foco das construtoras deverá ser o primeiro semestre do ano, visto que, em ano de eleições presidenciais, um clima de incerteza provoca queda na demanda e na tomada de financiamentos de longo prazo.

Além disso, como forma de evitar aumento de inflação, o governo já demonstrou que a taxa Selic irá subir, o que naturalmente impacta negativamente a venda de imóveis.

O ganho de participação no mercado e a conquista de melhores resultados não irão depender apenas do cenário macro, mas, principalmente, das estratégias de cada construtora, do estoque de terrenos que possui e das oportunidades que poderá tirar proveito.

De uma maneira geral, podemos inferir que existirá forte demanda por serviços de construção no país, porém ocorrerá de maneira segmentada e pulverizada no mercado, não se restringindo apenas ao Sudeste. Obras escolares, em hospitais (públicos e privados), em estádios de futebol, reforma e construção de fábricas e hotéis, construção de espaços culturais, entre outros, são apenas alguns exemplos que contribuirão para o aquecimento do setor em 2010.

Vale frisar que investidores estrangeiros já estão de olho no país e nas oportunidades que estão surgindo. Muitos investimentos já estão saindo do papel. Porém, é essencial que as construtoras se antecipem e deem atenção às demandas que estão nascendo, caso contrário, poderão correr o risco do acirramento da concorrência com a chegada de novas construtoras ao mercado, provenientes do exterior.

## COPA 2014 E OLIMPÍADAS 2016

Alguns outros fatores devem aquecer a construção civil este ano, dentre eles podemos citar: as obras do programa “Minha Casa, Minha Vida”; e os investimentos em infraestrutura necessários para a realização da Copa de 2014 e da Olimpíada de 2016 no Brasil.

Na atual conjuntura e mediante os dois eventos esportivos que o País irá sediar nos próximos anos, podemos identificar como uma grande oportunidade para as construtoras o foco em instalações desportivas e infraestrutura (não pesada).

O Rio de Janeiro será um grande foco de investimentos na preparação do município para os jogos olímpicos de 2016.

No país como um todo, em 12 capitais, ocorrerão os jogos da Copa do Mundo de 2014, que demandarão elevados investimentos em obras tanto nessas ci-

dades como nas imediações, no intuito de oferecer infraestrutura adequada e condições de receber o contingente de turistas e atletas de todo o mundo.

Nesse contexto, tanto os órgãos públicos como as redes hoteleiras serão os principais contratantes dos serviços de construção.

Em resumo, podemos concluir que com a proximidade da realização dos grandes eventos no país, a demanda por serviços do setor deverá crescer gradativamente, de modo a estimular também os segmentos que compõem essa cadeia, principalmente o de materiais de construção. Além disso, a expansão tende a ocorrer de uma maneira menos concentrada, ou seja, abrangendo praticamente todas as regiões do país, o que beneficiará consideravelmente as empresas do setor. De uma maneira geral, as perspectivas são bastante positivas para o mercado da construção nos próximos meses. ■



## LANÇAMENTO ESTUDO SETORIAL CONSTRUÇÃO - CIVIL E PESADA

Monitorar o mercado é atualmente aspecto crucial na condução dos negócios de todas as empresas e em específico daquelas que atuam no competitivo mercado de construção civil leve e pesada.

Por esta razão estamos levando a seu conhecimento as atividades da All Consulting, empresa voltada a elaboração de vários produtos entre os quais Relatórios Setoriais de Mercado, Acompanhamentos Contínuos de Mercado, Análises de Viabilidade, Workshops e Projetos Econômicos.

Constituída por profissionais altamente qualificados, experientes nas áreas mencionadas e oriundos de empresas correlatas, a All Consulting sente-se confortável em oferecer todo nosso portfólio de produtos, em específico os Relatórios Setoriais abrangendo as áreas de construção civil leve e pesada.

Entre em contato  
para conhecer  
outros produtos

[www.allconsulting.srv.br](http://www.allconsulting.srv.br)

[contato@allconsulting.srv.br](mailto:contato@allconsulting.srv.br)

11 3565-1702 / 1703





Figura 1 - Corrosão dos tirantes da cortina apresentando perda de seção



Figura 2 - Parede da cortina com perda de seção das armaduras com indicação de presença de cloretos (cor marrom, após aspersão de nitrato de prata)

## melhores práticas

análise e recuperação estrutural

# Análise estrutural de cortina atirantada em iminência de colapso devido à corrosão de armaduras

**FÁBIO SÉRGIO DA COSTA PEREIRA - DIRETOR**  
ENGEAL - ENGENHARIA E CÁLCULOS LTDA

## 1. INTRODUÇÃO

A Cortina em questão, situada na Av. Governador Silvio Pedroza, Praia de Areia Preta, Via Costeira, possui um extensão de aproximadamente 240 m e encontra-se em contato direto e permanente com a água do mar e seus respingos, sendo submetida a ciclos de molhagem e seca-

gem constantes, estando inserida no nível de agressividade IV de acordo com a NB-1, ou seja, uma agressividade muito forte com risco de deterioração elevado (agressividade mais severa existente). Após nove anos da realização da última intervenção reparadora em suas estruturas, após vistoria, evidenciou-se um estado de iminência de colapso estrutu-



*Figura 3 - Corrosão com perda de seção das armaduras de viga com indicação da não penetração do gás carbônico na estrutura (cor rosa, após a aspersão da fenolftaleína)*



*Figura 4- Corrosão com perda de seção das armaduras de viga com indicação da presença de cloretos na estrutura (cor marrom, após a aspersão do nitrato de prata)*

ral, devido à grande perda de seção produzida em suas armaduras, partindo-se, então, de imediato, para a realização de uma avaliação completa de suas estruturas, com execução de ensaios e elaboração de projetos de recuperação e reforço de suas estruturas com descrição das metodologias executivas a serem realizadas, visando, primeiramente, a garantia da estabilidade global da estrutura da Cortina e, em segundo lugar, o aumento da vida útil da mesma

## 2. DESCRIÇÃO DA CORTINA

A estrutura da cortina atirantada consiste em uma cortina de 240 m de extensão e 4m de altura, sustentada por pares de tirantes, dis-

postos ortogonalmente, fixados em pilares de sustentação, que recebem amarração de uma viga corrida. A estrutura da avenida é composta de uma viga corrida de maiores dimensões (40 x 70 cm), localizada sob o pavimento, que recebe os engastes, tanto na viga em balanço quanto na laje da faixa de rolamento. No topo da cortina há outra viga, denominada viga de crista, com dimensões de (40 x 50 cm), que possui a função de amarração dos pilares da cortina e sustentação do passeio público, executado em laje maciça. Há, ainda, na extremidade externa das vigas em balanço, outra viga, também corrida, chamada viga de bordo com dimensões de (25 x 40 cm), que serve de apoio à laje do passeio. Ao longo da viga de bordo existem guarda-corpos em concre-



*Figura 5 - Declividade do calçadão representando a movimentação da cortina*



*Figura 6 - Ensaios de cloretos e carbonatação em laje com corrosão, com perda de seção das armaduras, evidenciando a presença de cloretos no concreto e a não penetração do gás carbônico*



Figura 7 - Vigas em balanço com corrosão, com perda de seção das armaduras



Figura 8 - Viga com corrosão, com perda de seção das armaduras

to armado, protegidos por tubos de PVC com diâmetros de 100 e 150 mm. Os tirantes da cortina têm um diâmetro de 32 mm.

### 3. ANÁLISE ESTRUTURAL

Foram realizados ensaios na estrutura da Cortina, visando obter informações sobre o estado de corrosão das armaduras e das estruturas de concreto armado.

#### 3.1 PROBABILIDADE DE CORROSÃO

Foram medidos doze pontos diferentes da estrutura (vigas, pilares e lajes), utilizando o eletrodo de Cobre/Sulfato de Cobre segundo a norma ASTM-C 876. Os valores deram todos acima de  $-350\text{mv}$ , significando uma probabilidade de corrosão de 95% nas armaduras analisadas ( $-476\text{mv}$ ,  $-410\text{mv}$ ,  $-452\text{mv}$ ,  $-365\text{mv}$ ,  $-388\text{mv}$ ,  $-434\text{mv}$ ,  $-412\text{mv}$ ,  $-637\text{mv}$ ,  $-354\text{mv}$ ,  $-533\text{mv}$ ,  $-456\text{mv}$ ,  $-424\text{mv}$ ).

#### 3.2 PROFUNDIDADE DE CARBONATAÇÃO E PH DO CONCRETO

Foram medidos vários pontos da estrutura pelos indicadores fenolftaleína e lápis medidor de ph observando-se que as estruturas não apresentaram carbonatação com profundidade de 1 a 2 cm, com  $\text{ph}=8$ .

#### 3.3 TEOR DE CLORETOS

Foram extraídas amostras (pó) de seis pontos na estrutura; os ensaios foram feitos por titulação pelo Método de Mohr no laboratório da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), apresentando valores acima do limite de 0,4% da massa do cimento indicado pelas normas (0,42%, 0,43%, 0,47%, 0,434%, 0,43%, 0,44%). Foram feitas ainda medidas com o nitrato

de prata (aspersão), indicando presença de manchas brancas e marrons nas superfícies aspergidas, ou seja, presença de íons cloreto nas superfícies do concreto.

#### 3.4 POROSIDADE

Foram extraídas amostras de concreto em sete pontos, sendo levadas ao laboratório da UFRN para análise, conforme a NBR-9778, apresentando resultados inferiores a 10% indicando, conforme a norma, concreto de boa qualidade e bem compacto (8,77%, 7,33%, 9,64%, 9,32%, 8,44%, 8,33%, 7,23%).

#### 3.5 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Foram extraídas seis amostras de corpos-de-prova (10x20cm), que foram encaminhadas para o rompimento no laboratório da UFRN, apresentando em todos os resultados valores satisfatórios superiores à resistência de 25 Mpa, prevista em projeto (25,44, 26,84, 26,75, 31,22, 26,31, 27,98).

Na vistoria realizada foram identificadas fissuras da ordem de 0,2 a 0,4 mm de espessura, medidas pelo fissurômetro nas paredes da cortina, evidenciando a movimentação da cortina em virtude da acelerada corrosão das armaduras das vigas em balanço e dos tirantes ativos, com apresentação, em alguns casos, de perda de seção das armaduras e, na maioria das estruturas, a inexistência de armaduras pela ação dos cloretos. Essa movimentação da cortina produziu uma grande declividade em parte da calçada da orla marítima. Na documentação fotográfica estes detalhes serão evidenciados.



Figura 9 - Viga em balanço com corrosão, com perda de seção das armaduras



Figura 10 - Viga com corrosão, com perda de seção das armaduras

#### 4. RECUPERAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL

Após a análise dos resultados dos ensaios realizados, descritos anteriormente, e exame visual *in loco*, realizou-se o projeto de recuperação e reforço estrutural da Cortina, com a definição das seguintes metodologias executivas:

- Nas paredes, lajes e escadaria, devido ao intenso desgaste das armaduras com corrosão com 50 % de perda de seção, optou-se pela ancoragem de novas armaduras principais e estribos (12.5 mm e 5.0) em toda extensão das peças, com adesivo estrutural com furos de 10 e 5 cm de profundidade, com brocas de 13 mm e 6 mm, respectivamente; e aplicação de uma tela de zinco grampeada ao concreto em toda a extensão das lajes e escadaria, anteriormente ao hidrojateamento. Após o hidrojateamento de areia, será aplicada a pintura anti-corrosiva de zinco nas armaduras antigas, para, em seguida,

projetarem camadas de concreto projetado de 5 cm de espessura e de argamassa polimérica de 1 cm.

- Nas vigas, também devido ao intenso desgaste das armaduras com corrosão com perda de seção quase total, optou-se pela ancoragem de novas armaduras principais e estribos (12.5 mm e 5.0) em toda extensão das peças, com adesivo estrutural com furos de 10 e 5 cm de profundidade, com brocas de 13 mm e 6 mm, respectivamente; e aplicação de uma tela de zinco grampeada nas vigas de concreto, anteriormente ao hidrojateamento. Após o hidrojateamento de areia, será aplicada a pintura anti-corrosiva de zinco nas armaduras antigas.
- Visando o aumento de durabilidade das estruturas de concreto armado, resolveu-se aplicar também um aumento nas seções das vigas, com aplicação de concreto projetado com aditivos, com 5 cm de espessura, e de argamassa



Figura 11 - Vigas em balanço com corrosão, com perda de seção das armaduras



Figura 12 - Detalhe de viga em balanço com corrosão, com perda de seção das armaduras

polimérica com 1 cm. Com aplicação da proteção catódica galvânica (tela de zinco) e a argamassa polimérica, a vida útil da estrutura da cortina terá um significativo ganho de durabilidade.

- A resistência especificada para o concreto projetado foi de 35 MPa.
- Os tirantes sem perda de seção, serão submetidos à limpeza da corrosão, através de hidrojateamento de areia e posterior aplicação de pintura anti-corrosiva de zinco, com proteção através de *grout* expansivo com recobrimento de 5 cm (formas).
- Os tirantes com perda de seção, serão substituídos por novos tirantes com o mesmo diâmetro e mesma profundidade, com execução de nova protensão.
- As fissuras apresentadas na cortina receberão injeção de epóxi a cada 20 cm, em toda sua extensão, com furos de 10 cm de profundidade, com broca de diâmetro de 12.5 mm.

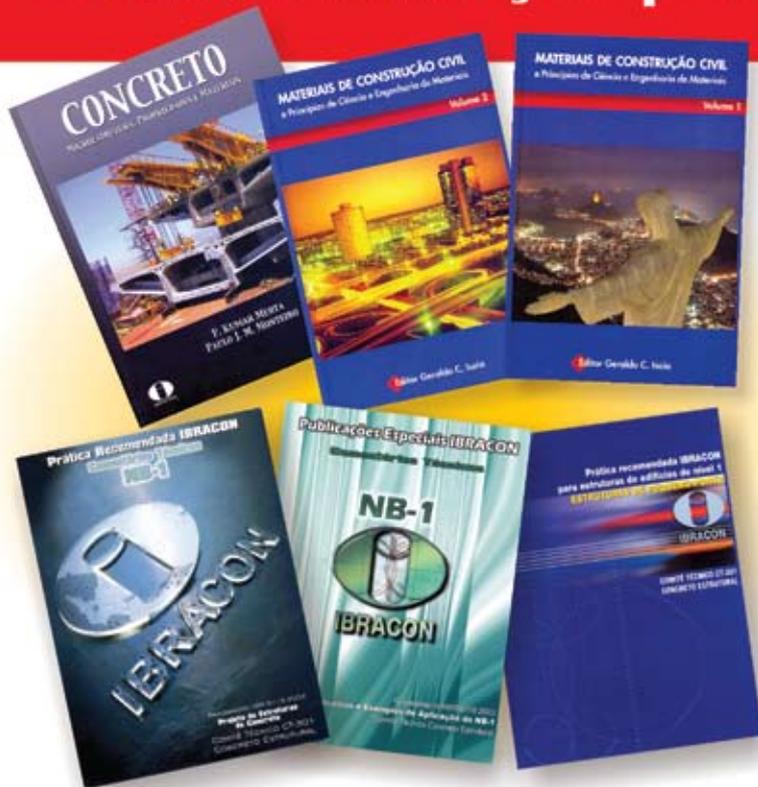
## 5. CONCLUSÃO

O grau de deterioração em que se encontram as estruturas da cortina, retratam a to-

tal falta de manutenção dos órgãos públicos e a falta de consideração dos mesmos pelos cidadãos que podem a qualquer momento serem vítimas de um colapso estrutural, ao passarem em cima do calçadão da cortina. A análise estrutural realizada concluiu que a intervenção de recuperação e reforço estrutural é urgente e inadiável, visando restabelecer as condições da segurança global da cortina e também de proporcionar um aumento de vida útil das estruturas de concreto armado, sem que isso retire a imperiosa necessidade de, ao longo dos anos, se realizarem manutenções periódicas por parte dos órgãos públicos, principalmente pela região altamente agressiva em que a obra está inserida.

Em se tratando de Brasil, onde não se tem a prática de manutenções (nem preventivas, muito menos periódicas) pelos órgãos públicos, espera-se que não se faça mais uma ação paliativa, e sim uma ação mais duradoura, como foi proposto na análise estrutural realizada, para que se tenha pelo menos um período com as estruturas que compõem a cortina em perfeito estado de conservação, após a realização dos serviços de recuperação e reforço estrutural. ■

# Promoção de livros e publicações IBRACON. Corra! Promoção por tempo limitado.



- **“Concreto: microestrutura, propriedades e materiais”**
- **“Materiais de Construção Civil – vols. 1 e 2”**
- **Práticas Recomendadas**
  - “Estruturas de Edifícios de Nível 1 – Estruturas de Pequeno Porte”
  - “Comentários Técnicos NB-1”
  - “Comentários Técnicos e Exemplos de Aplicação NB-1”

Referências da Engenharia Civil em Concreto, no seu aspecto estrutural e de material construtivo, essas publicações não podem faltar nas estantes de estudantes, professores e dos profissionais em geral da construção civil brasileira.

- R\$ 200,00 – para sócios ||| • R\$ 250,00 – para não-sócios
- Mais o valor do frete.

**Corra! A promoção é válida enquanto durar os estoques.**

Acesse hoje mesmo a Loja Virtual do IBRACON no site [www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br)  
Se preferir, fale conosco:  
Marilene – Tel. 11-3735-0202  
e-mail: [marilene@ibracon.org.br](mailto:marilene@ibracon.org.br)

## solucionando problemas

lições aprendidas com inspeção de píer

# Inspeção técnica do píer de atracação de Tambaú

ANTONIO NEREU CAVALCANTI - ENGENHEIRO CIVIL  
GUILHERME AUGUSTO D'ARAÚJO CAVALCANTI - ENGENHEIRO CIVIL  
TECNCON - TECNOLOGIA DO CONCRETO E ENGENHARIA LTDA

## 1. INTRODUÇÃO

O momento atual da Engenharia Civil, no Brasil e no mundo, tem se caracterizado por uma grande preocupação com a qualidade e a durabilidade das edificações e obras em geral, com vistas a contribuir para o Desenvolvimento Sustentável. A durabilidade dos edifícios em concreto armado só pode ser alcançada se atendido um conjunto de requisitos nas etapas de projeto, execução e manutenção. Em cada uma, há propriedades específicas a serem atendidas pelos concretos de cimento Portland, enquanto material estrutural envolvente e de proteção das armaduras de aço carbono, de forma exclusiva, em concreto aparente, ou integrado a um revestimento espesso de proteção final, que é o caso mais comum.

Os avanços conseguidos no Brasil na qualidade das estruturas de concreto armado aconteceram em função da utilização de normas técnicas de projeto, execução e produção mais atualizadas; dos documentos de idoneidade técnica e selos de qualidade.

A partir da NBR 6118:2003 - Projetos de Estruturas de Concreto e da NBR 14931:2003 - Execução de Estruturas de Concreto - Procedimento, a questão da durabilidade das estruturas passou a ser tratada de maneira sistêmica, como necessário, e deu ênfase a características

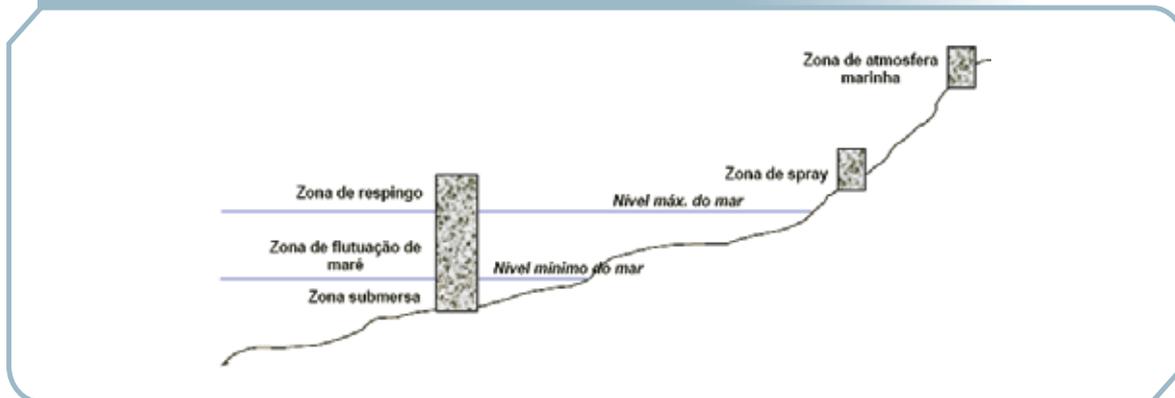
do concreto que possam assegurar a durabilidade das armaduras frente aos mecanismos de deterioração mais comuns. Essa nova visão foi também incorporada na revisão da NBR 12655:2006 - Concreto de Cimento Portland: preparo, controle e recebimento.

Ainda com respeito às estruturas de concreto armado, há a necessidade de melhorar e avançar em critérios de projeto, execução e controle tecnológico dessas estruturas; como também em tecnologias de manutenção preventiva e corretiva. O comportamento indesejado, a perda de durabilidade, o surgimento de anomalias prematuras e a diminuição do desempenho das estruturas, de uma maneira geral, preocupam, devido aos altos custos de restaurações ou reparos.

A qualidade do concreto depende, principalmente, da relação água/cimento, da cura e do grau de hidratação, sendo esses os principais fatores que controlam as propriedades de absorção capilar de água, permeabilidade, migração de íons e de difusividade de água ou gases; e das propriedades mecânicas, como resistência à compressão, à tração, módulo de elasticidade, dentre outras, e, conseqüentemente, a durabilidade das estruturas (HELENE, 1998).

Tem crescido o número de estruturas de concreto armado com manifestações patológi-

Figura 1 - Representação esquemática das zonas de agressividade do aerosol marinho em cidades litorâneas. (MEIRA, 2004)



cas, principalmente com problemas de corrosão de armaduras, como resultado do envelhecimento precoce das construções existentes. A resistência da estrutura de concreto à ação do meio ambiente é muito influenciada pela resistência do concreto aos agentes agressivos e pela espessura de cobertura (HELENE, 1998). De acordo com ANDRADE (1997), este crescimento acontece devido a práticas inadequadas de planejamento, materiais, execução, utilização, manutenção e pelo efeito combinado da agressividade ambiental com problemas estruturais.

A corrosão de armaduras no concreto pode ser essencialmente por dois motivos principais: fenômeno da diminuição da alcalinidade do concreto, ocasionado pela carbonatação do concreto; e devido à presença de cloretos livres no concreto.

## 2. AGENTES AGRESSIVOS

As manifestações patológicas no concreto armado têm na corrosão das armaduras um dos seus principais fatores, que, por sua vez, está correlacionado com a ação dos agentes ambientais, tais como:  $\text{CO}_2$  e cloretos. Neste trabalho será dada mais ênfase nos íons cloretos, por estarem mais relacionados com o tema do trabalho.

### 2.1 CLORETOS

Os cloretos são um dos responsáveis pela despassivação das armaduras, sendo capazes de despassivá-las mesmo em pH extremamente elevado. Os cloretos penetram no concreto por meio de difusão, impregnação ou absorção capilar de águas contendo teores de cloreto que, ao superarem na solução dos poros do concreto

certo limite em relação à concentração de hidroxilas, despassivam a superfície do aço carbono e dá início ao processo corrosivo. A corrosão da superfície das armaduras se manifesta pelo aparecimento de manchas, fissuras, destacamento de pedaços de concreto, promovendo a ruína da estrutura.

As fontes de cloretos nos concretos e argamassas podem ser os agregados, a água ou o solo contaminados, o aditivo acelerador de pega à base desses íons, os sais de degelo, a atmosfera marinha ou a ação direta da água, sendo que a maior incidência de cloretos nas estruturas de concreto ocorre em regiões litorâneas. A maioria dos problemas gerados pelos íons cloretos são provocados pelos íons provenientes do meio ambiente (HELENE, 1993).

“A formação do aerosol marinho e o seu transporte na direção do continente representam o início de todo o processo agressivo frente às estruturas de concreto armado no que se refere à ação dos cloretos na região da costa” (MEIRA, 2004).

SWAMMY et al. (1994) citado por MEIRA (2004) segmentaram o ambiente marinho em cinco zonas: zona submersa, zona de flutuação de maré, zona de respingo, zona de interface solo/respingo e zona de solo, como pode ser visto na Figura 1.

Os íons cloretos podem ser encontrados na matriz de concretos ou argamassas de duas formas: livres na água dos poros e/ou combinados com o  $\text{C}_3\text{A}$  e  $\text{C}_4\text{AF}$  do cimento, formando os cloroaluminatos e cloroferratos. O somatório de cloretos livres e cloretos combinados é denominado de cloretos totais. É consenso geral que apenas os cloretos livres são os agentes nocivos à armadura. Porém,

os cloretos combinados na forma de cloroaluminatos e cloroferratos podem tornar-se livres, através de reações deletérias, como a carbonatação e a elevação da temperatura do concreto.

A corrosão causada por íons cloretos é a mais danosa à armadura no que diz respeito ao período de iniciação quanto ao de propagação. De acordo com CASCUDO (1997), os cloretos aumentam a condutividade elétrica do eletrólito, acelerando o processo de corrosão e participando da formação dos produtos de corrosão. Os mesmos são responsáveis pela corrosão por pites (corrosão localizada pontualmente), a qual apresenta grande risco do ponto de vista das estruturas de concreto.

O mecanismo de penetração dos íons cloreto através do concreto, para que certa quantidade chegue até as armaduras, na forma de cloretos livres, depende de uma série de fatores relacionados, entre os quais pode-se citar: o tipo de cátion associado aos cloretos; o tipo de acesso ao concreto; a presença de outro ânion como o sulfato; o tipo de cimento utilizado no concreto, a relação água/cimento, o estado de carbonatação do concreto; as condições de produção e cura do concreto; a umidade ambiental (condição de saturação dos poros); e o consumo de cimento.

### 3. ESTUDO DE CASO: PÍER DE ATRACAÇÃO TAMBAÚ

Píer de atracação é uma estrutura construída à beira-mar e para dentro do mesmo, com a finalidade de atracação

das embarcações e também passeio público. O píer de atracação da cidade de João Pessoa-PB está localizado na praia de Tambaú. Esta estrutura foi construída no ano de 1994, com o objetivo de incrementar as atividades turísticas da cidade de João Pessoa-PB.

O píer é uma estrutura de concreto armado com 3,0 metros de largura, que adentra ao mar numa extensão de 100 metros. Em Dezembro de 2007, os dois primeiros vãos da estrutura do píer entraram em colapso e ruíram, após 14 anos de sua construção. Na Foto 1, a estrutura pode ser vista antes e após ruína.

#### 3.1 DADOS DA ESTRUTURA

##### 3.1.1 INFRAESTRUTURA

A infraestrutura é constituída por estacas circulares de 30 centímetros de diâmetro, pré-moldadas de concreto armado, cravadas a 4,0 metros de profundidade do leito do oceano e, sacando acima dessa cota, um comprimento de arranque variável até alcançar a cota do bloco de coroamento. Para cada bloco de coroamento existem três estacas, sendo duas laterais inclinadas e a central na posição vertical. Os detalhes podem ser melhor observados nas Figuras 2 e 3.

##### 3.1.2 SUPERESTRUTURA

A superestrutura é constituída pelos seguintes elementos estruturais:

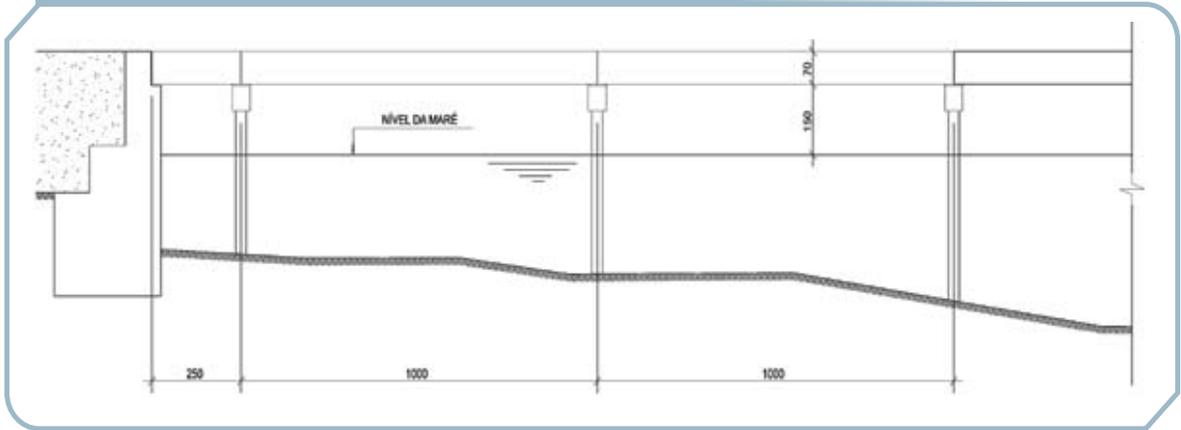
##### ■ Bloco de coroamento

Os blocos de coroamento, apoiados

Foto 1 – Vista do píer antes e após ruína



Figura 2 – Corte na estrutura com nível da maré



no topo das estacas, distantes do solo do oceano de alturas variáveis, possuem as seguintes dimensões:

- Comprimento - 3,0 m;
- Largura - 0,6 m
- Altura - 0,7 m

#### ■ Estrutura do tabuleiro

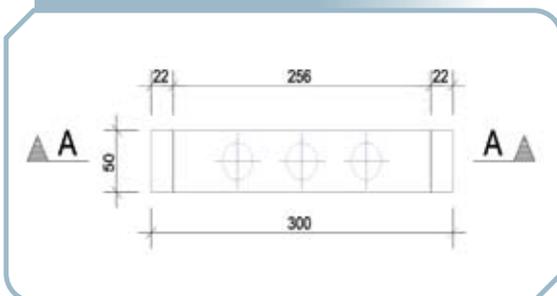
O tabuleiro é uma estrutura retangular com dimensões de (3,00x10,0)m.

A estrutura do tabuleiro é constituída de duas vigas longarinas biapoiadas de 10,0 metros de vão e seção de (20x70) cm, moldadas *in-loco*, extremidades apoiadas nos blocos de coroamento, através de chapas de neoprene.

A laje do tabuleiro possui 15 cm de espessura e dimensão de (3,0x10,0)m, apoiadas nas longarinas nos lados maiores e com bordo livre nos lados menores.

A geometria da estrutura e seus detalhes podem ser melhor observados na Figura 4 e nas Fotos 2 e 3.

Figura 3 – Planta baixa do bloco de coroamento



### 3.2 AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da hidratação e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto (NBR 6118:2003).

O píer de atracação da cidade de João Pessoa foi construído sob os preceitos e recomendações da antiga norma de projetos de estruturas de concreto a NBR 6118:1978, no que diz respeito à durabilidade da estrutura (proteção às armaduras e especificação da espessura de cobrimento). Essa versão da norma fazia poucas recomendações à durabilidade.

Levando em conta as recomendações da NBR 6118:2003, a estrutura do píer deveria ser classificada na classe de agressi-

Figura 4 – Corte da estrutura (estacas, bloco de coroamento, vigas e lajes)

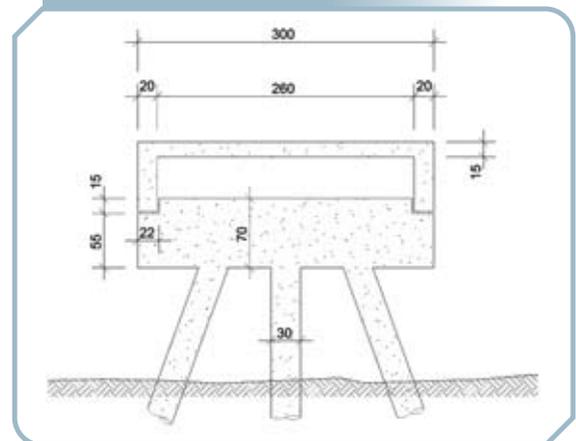


Foto 2 – Detalhes da estrutura



vidade IV - agressividade muito forte, com risco de deterioração muito forte, devido à estrutura estar exposta à variação e respingos da maré.

O cobrimento das armaduras estava de acordo com as recomendações da norma vigente na época, a NBR 6118:1978. O cobrimento especificado das armaduras no projeto era de 4,0 cm, porém o cobrimento encontrado em muitos locais da estrutura variava de 2,0 a 6,0 cm, em muitos casos fora das recomendações da atual NBR 6118:2003, como apresentado na Foto 4.

### 3.3 CONCRETO UTILIZADO NA EXECUÇÃO DA ESTRUTURA

Ensaio comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e nível de agressividade previsto em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos no desenvolvimento de um projeto de uma estrutura de concreto arma-

do. Na falta deste e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento, a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, adotam-se os requisitos expressos nas NBR 6118:2003 e NBR 12655:2006.

Os dados relativos à dosagem do concreto utilizado na estrutura do píer estão apresentados a seguir na Tabela 1. A estrutura foi moldada in-loco, com o concreto sendo fornecido por central dosadora local.

Para se enquadrar nos requisitos de durabilidade da NBR 6118:2003, a estrutura do píer deveria ter relação água/cimento de, no máximo, 0,45 e pertencer à classe de concreto C40.

A escolha do tipo de cimento a ser aplicado numa estrutura de concreto deve levar em consideração o ambiente onde será construída esta estrutura. De acordo com HELENE (1993), deve-se ter preferência por certos tipos de cimento Portland e por adi-

Foto 3 – Detalhes da estrutura



ções e aditivos que sejam adequados para resistir à agressividade ambiental. Portanto, para reduzir a penetração de cloretos, são preferíveis os cimentos com adições tipo CP III e CP IV.

O tipo de cimento utilizado não é o recomendado para um ambiente marinho altamente agressivo como

Foto 4 – Cobrimento das armaduras



o da estrutura em estudo. Porém, na época da construção, esse tipo de cimento era muito utilizado na região e também não se tinha o conhecimento dos requisitos de durabilidade hoje existentes.

### 3.4 INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO

Em Dezembro de 2007, as vigas

Tabela I – Dados do concreto

Traço (l:m)	D <sub>máx</sub> (mm)	Relação a/c	Tipo de cimento	Cons. Cimento (kg/m <sup>3</sup> )	f <sub>ck</sub> (MPa)	Slump (cm)	Aditivo	Vol. de concreto (m <sup>3</sup> )	Concreteira
1:4 65	19	0,52	CP II F 32	440	22	8±1	Plastmix Rd-vedacit 1,04L	143	Redmix

Foto 5 – Manchete de jornal sobre desabamento e fotos do píer após desabamento



Foto 6 – Corrosão das vigas longarinas



longitudinais e bi-apoiadas de dois módulos da estrutura de concreto armado do píer de atracação Tambaú ruíram no meio do vão, devido ao avançado estado de corrosão de suas armaduras e deformações nas vigas. Deve-se ressaltar que essas estruturas ruíram num momento em que não havia pessoas sobre as suas lajes, num final de tarde de mar calmo e sereno. Assim, o único carregamento existente sobre a estrutura era o seu peso próprio, o que reforça a hipótese que a ruína ocorreu devido ao avançado estado de corrosão das armaduras de suas vigas. Na Foto 5 pode ser vista a manchete do Jornal local, o momento após rompimento da viga e como ficou a estrutura do píer.

A inspeção visual mostrou a existência generalizada de inúmeras manifestações patológicas em todas as peças e todos os dez (10) módulos que constituem a super-estrutura do píer. São

fissuras e descolamento do concreto de cobertura no fundo e lateral das vigas, devido ao avançado estado de corrosão das armaduras. Pode-se verificar, claramente, em quase todos os vãos, nas faces externas das vigas, extensa fissura horizontal na região de ligação da laje com as vigas e também no fundo das vigas, apresentando também sinais de corrosão de armadura. O fundo das lajes de todos os módulos também apresentou fissuras e descolamento do concreto de cobertura das armaduras, denotando o avançado estado de corrosão de suas armaduras positivas. Como pode ser visto nas Fotos 6 e 7.

Foi também visível, em todos os módulos, uma acentuada deformação das vigas longarinas, que apresentam flechas elevadas na região central do vão das vigas. Essa constatação realça a necessidade de nova análise estrutural dessas vigas

Foto 7 – Fissuras em vigas e laje



Foto 8 – Deformação nas vigas longarinas



Foto 9 – Fissura interna por deformação e deformação da longarina



para verificar se as mesmas apresentam inércia suficiente para um comportamento adequado quanto às deformações. Pode-se deduzir que essas deformações exageradas existentes nas vigas de 10,0 m de vão criaram fissuras no concreto, que aceleraram a penetração de agentes externos agressivos, contribuindo para a precoce corrosão das armaduras nessas regiões (Fotos 8 e 9).

As barras de aço não mais apresentavam a seção de origem, não existindo mais aderência entre a armadura e o concreto, as

mesmas desmanchavam com um simples toque de alicate. O concreto apresentava manchas causadas pelos produtos da corrosão, característico da corrosão causada por cloretos (Foto 10).

Para identificar as causas prováveis e responsáveis pelo surgimento do problema patológico existente na estrutura, vários ensaios foram previstos e realizados para aprofundar e embasar as conclusões de um laudo amplo e completo das causas dos problemas patológicos. Na Foto 11, pode ser vista parte da inspeção.

Foto 10 – Perda de seção das armaduras





Partindo da avaliação visual, foi decidida a realização dos seguintes ensaios:

- Carbonatação por aspersão de indicador de pH (fenolftaleína);
- Perda de seção das barras de aço;
- Extração de testemunhos para ensaios de resistência à compressão, à tração por compressão diametral e absorção de água total;
- Perfil de cloretos por aspersão de nitrato de prata.

Na estrutura do píer, o ensaio de penetração de  $\text{CO}_2$  foi realizado no bloco de coroamento e nas vigas, resultando no concreto de cobertura totalmente carbonatado. O ensaio de penetração de cloretos por aspersão de nitrato de prata comprovou que os íons cloretos ultrapassaram a espessura do concreto de cobertura, atingindo as armaduras e provocando a despassivação das mesmas (Foto 12).

O CEB-FIP Model Code (1990) recomenda a adoção das seguintes expressões para a estimativa da resistência à compressão do concreto com o tempo.

$$F_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$$

Equação  
(1)

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\}$$

Equação  
(2)

onde,  
 $F_{cm}(t)$  é a resistência média à compressão a idade  $t$  dias;

$f_{cm}$  é a resistência média à compressão a 28 dias;

$\beta_{cc}(t)$  é o coeficiente que depende da idade;  
 $t$  é a idade do concreto;

$t_1 = 1$  dia;

$s$  é um coeficiente que depende do tipo de cimento empregado, sendo adotado, para o caso em questão, o valor de 0,25 (cimento de pega normal).

Aplicando a expressão acima para a idade de 14 anos, isto é, aproximadamente 5110 dias, e utilizando o coeficiente  $s$  de 0,25, será obtido um coeficiente de crescimento de 1,25. A Tabela 2 mostra as resistências prováveis dos testemunhos extraídos do concreto caso fossem ensaiados aos 28 dias de idade. Apesar da pequena amostragem, os resultados indicam que a resistência à compressão dos blocos de coroamento, aos 28 dias, apresentava-se inferior ao  $f_{ck}$  de projeto, a qual a estrutura foi dimensionada.

Foto 12 – Ensaio de aspersão de nitrato de prata



## 4. CONCLUSÃO

Após todas as considerações e análises apresentadas nos itens anteriores sobre a estrutura do píer Tambaú, onde se mostrou, através de fotos e ensaios, o estado avançado de impregnação de cloretos no concreto e de corrosão de suas armaduras, necessário se faz enumerar os principais fatores que levaram essa estrutura de concreto armado, precocemente, a tão elevado grau de deterioração e até de ruína.

As fissuras encontradas em todos os vãos das vigas, originadas pela deformação acentuadas das mesmas, foram preponderantes para a penetração dos agentes agressivos e, conseqüentemente, para o colapso da estrutura. Uma análise estrutural mais detalhada não foi possível ser realizada devido à perda do projeto estrutural pelos responsáveis da construção.

Pode-se destacar, também, para a penetração de cloreto e a deterioração precoce da estrutura, a falta de critérios e requisitos de durabilidade da norma vigente na época da elaboração do projeto estrutural. Com uma visão mais atualizada da tecnologia dos concretos, pode-se enumerar alguns fatores que podem ter contribuído para a precoce deterioração da estrutura:

- O tipo de cimento utilizado, o CP II,

não era o recomendado para uma estrutura em ambiente com alta agressividade. Seria mais recomendável o uso de um cimento com maior porcentagem de adições minerais, tipo CP III e CPIV, para fixar os cloretos;

- O fator água/cimento do concreto de 0.52 é um valor muito alto para produzir um concreto impermeável, capaz de garantir a durabilidade da estrutura;
- A baixa qualidade do concreto, já que a resistência à compressão aos 28 dias, simulada pelo CEB - FIP Model Code (1990), não atendeu ao  $f_{ck}$  especificado em projeto, comprometeu a durabilidade da estrutura.

A falta de manutenção da estrutura foi muito importante para a deterioração precoce da mesma.

A recuperação da super-estrutura não é recomendado, pelo elevado custo de substituir todas as armaduras com corrosão e o concreto carbonatado, bem como a difícil execução, já que a estrutura está dentro do mar.

A solução recomendada é a reconstrução da estrutura, aproveitando a infraestrutura (estacas), após uma inspeção detalhada que comprove a capacidade portante das mesmas e o estado de conservação.

Tabela 2 – Resultados dos ensaios realizados

C.P	Idade	$f_{cr}$ (Mpa)	$f_{cj}$ 5110 (MPa)	$f_{ck}$ estimado aos 28 dias (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)	Média da penetração de cloretos	
						medida I (cm)	medida II (cm)
-	7 dias	17,1	-	-	-	-	-
-	7 dias	18,3	-	-	-	-	-
I	5110 dias	-	18,5	14,8	-	-	-
2	5110 dias	-	22,4	17,9	-	-	-
3	5110 dias	-	19,8	15,7	-	-	-
4	5110 dias	-	20,2	16,1	-	-	-
5	5110 dias	-	23,0	18,4	-	-	-
6	5110 dias	-	19,3	15,4	-	-	-
7	5110 dias	-	18,2	14,2	-	-	-
8	5110 dias	-	-	-	2,15	3,8	4,2
9	5110 dias	-	-	-	1,98	4,2	4,0
10	5110 dias	-	-	-	2,90	3,5	3,8
II	5110 dias	-	-	-	2,50	4,0	4,10

## Referências Bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projetos de Estruturas de Concreto - Procedimento. NBR 6118 (2003). Rio de Janeiro, 2004.
- [02] ANDRADE, J.J.O. Durabilidade das estruturas de concreto armado: análise das manifestações patológicas nas estruturas no Estado de Pernambuco. Porto Alegre, 1997. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- [03] CASCUDO, O. O controle da corrosão de armaduras de concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas. São Paulo, Pini, 1997.
- [04] HELENE, P. R. L. Controle de Qualidade do Concreto. São Paulo, 1981. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Civil. \_\_\_\_\_ . Corrosão em armaduras para concreto armado. São Paulo, 1986. PINI: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1986. 46p.
- [05] \_\_\_\_\_. Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. São Paulo, 1993. Tese (Livre Docente) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia Civil.
- [06] \_\_\_\_\_. Introdução a Prevenção da Corrosão das Armaduras no Projeto das Estruturas de Concreto - Avanços e Recuos. Simpósio sobre Durabilidade do Concreto. São Paulo, 1998. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [07] JUCÁ, T. R. P. Avaliação de cloretos livres em concretos e argamassas de cimento portland pelo método de aspersão de solução de nitrato de prata. Goiânia, 2002. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás.
- [08] MEHTA, P. K. & MONTEIRO, P.J.M. Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais, Pini, 1994.
- [09] MEIRA, G. R. Agressividade por cloretos em zona de atmosfera marinha frente ao problema da corrosão de em estruturas de concreto armado. Santa Catarina, 2004. Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina.
- [10] TUUTTI, K. (1982). "Corrosion of steel in concrete". Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 469p. ■



## Programa IBRACON de Qualificação e Certificação de Pessoal



Entidade foi acreditada pelo INMETRO para certificar mão-de-obra da construção civil



O **IBRACON** é **Organismo Certificador de Pessoas**, estatuto conferido pelo **INMETRO**.

Sua acreditação está registrada no número **OPC-010**. Como primeira etapa dessa conquista o **IBRACON** está certificando profissionais dos **Laboratórios de Controle Tecnológico do Concreto**.

O certificado atesta que o profissional domina os conhecimentos exigidos para a realização de atividades de controle tecnológico do concreto, dentre os quais as especificações e procedimentos de ensaios contidos nas normas técnicas.

Este é mais um diferencial competitivo para sua empresa: a garantia de profissionalização de seu quadro de funcionários!

As inscrições estão permanentemente abertas.

PARA MAIS INFORMAÇÕES

Acesse: [www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br) | Ligue: 11-3735-0202 | Email: [certificacaoibracon@yahoo.com.br](mailto:certificacaoibracon@yahoo.com.br)

# Gigante sobre o Rio Negro

Ele nasce na região pré-andina da Colômbia e corre até o rio Solimões para, depois de um percurso de mais de 1.700 km, formar o Amazonas. O Rio Negro, um dos três maiores do mundo, chama atenção por sua magnitude, com características singulares, como a de possuir mais de mil ilhas agrupadas nos dois maiores arquipélagos fluviais do planeta: Anavilhanas e Mariuá, e de abrigar em sua bacia as florestas mais preservadas e despovoadas da Amazônia.

É nesse cenário, em que a natureza mostra toda a sua exuberância, que surge tam-

a navegação de embarcações de grande porte.

A TECOMAT está presente nesta obra desde seu início, nos primeiros meses de 2008, fazendo o controle tecnológico do concreto e prestando consultoria técnica em toda execução de mais de 150 mil m<sup>3</sup> de concreto, junto ao Consórcio Rio Negro, formado pela Camargo Corrêa e Construbase.

A atuação da empresa inclui desde o gerenciamento da equipe operacional do laboratório do Consórcio até a elaboração das dosagens de concreto utilizadas em toda a obra. “Disponibilizamos, também, uma

equipe qualificada de laboratoristas, técnicos de laboratório, encarregados e engenheiros, em dois turnos, além de fazermos visitas mensais à obra através de um consultor especialista em concreto”, afirma o engenheiro da Tecomat, Thiago Botelho, engenheiro responsável pelo laboratório instalado na obra.

Segundo ele, uma das maiores dificuldades da construção foi a implantação das fundações da ponte, com estacas escavadas de grande diâmetro (2,2m e 2,5m). “São 246 estacas desse tipo vencendo a profundidade do Rio Negro, com volumes até 470 m<sup>3</sup>, a unidade”, revela. O empreendimento está previsto para ser entregue



*Detalhe da execução da ponte sobre o Rio Negro*



*Vista da ponte em sua fase atual de execução*

bém um projeto arquitetônico arrojado. Uma ponte de concreto estaiada com 3595 metros de extensão, que ligará as cidades de Manaus e Iranduba, no trecho mais estreito do Rio Negro, cuja torre central terá formato de diamante (o primeiro a ser construído no Brasil) e vão central de quase 200 m, para permitir

## Dados técnicos

- **Comprimento**  
3.595m
- **Largura do trecho corrente**  
20,70m, com duas pistas de rolamento em cada sentido
- **Quantidade de vãos do trecho corrente**  
71 vãos de 45 m
- **Quantidade de vãos do trecho estaiado**  
2 vãos de 200 m
- **Largura do trecho estaiado**  
22,60 m
- **Altura do vão central**  
55 m a partir do nível máximo do rio
- **Altura da torre (pilar) central**  
103 m a partir da pista
- **Quantidade de vigas pré-moldadas**  
213 vigas

no final deste ano.

Na fase inicial da obra, outro desafio encontrado foi manter o concreto trabalhável durante 12 horas, com os aditivos, insumos e as tecnologias disponíveis na região. De acordo com o engenheiro da TECOMAT, outra particularidade é que em todos os blocos de coroamento das estacas foram utilizados concretos pré-refrigerados, com seu devido controle e medição de temperaturas, com o concreto fresco e endurecido. O bloco de coroamento do pilar central teve um volume de, aproximadamente, 5 mil m<sup>3</sup> de concreto. Isso corresponde, por exemplo, ao volume necessário para a construção de um prédio com cerca de 25 andares.

Outro desafio vencido na obra está sendo a confecção das vigas longarinas (pré-moldadas e protendidas) da margem direita, já que a usina de concreto localiza-se na margem oposta ao pátio de fabricação. Foi necessária a utilização de balsas para transportar o concreto durante um período de, em média, quatro horas. “Tivemos que confeccionar um concreto com um retardo de pega razoável a fim de atender o tempo de transporte, mas que em 24 horas depois já obtivesse 20 MPA de resistência para a devida protensão”, explica o engenheiro.

Outra providência tomada pela TECOMAT no controle tecnológico do concreto tem sido a especificação do uso do gelo em escamas no lugar da água de amassamento, bem como de água gelada a 5°C para manter o concreto trabalhável e evitar fissuração em peças com elevado volume, devido às altas temperaturas do cimento e do ambiente local, próximo aos 40°C. ■



### IMPERMEABILIZAÇÃO POR CRISTALIZAÇÃO CAPILAR DO CONCRETO

- Reservatório de água potável
- Tanques de tratamento de esgoto e água
- Túneis
- Fundações
- Poços de elevador
- Armazéns subterrâneos
- Instalações industriais
- Estruturas contendo tráfego
- Parede diafragma
- Porões

A PENETRON® sempre preocupada com as nossas futuras gerações, criam produtos que não poluem a água e não agredem o meio ambiente.

# Inspeção em prédios no Rio de Janeiro: corrosão em pilares

M. H. F. MEDEIROS - PROFESSOR DOUTOR

G. B. BALBINOT - ALUNO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA

DEPARTAMENTO DE CONSTRUÇÃO CIVIL, UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

PAULO HELENE - PROFESSOR TITULAR

DEPARTAMENTO DE CONSTRUÇÃO CIVIL, ESCOLA POLITÉCNICA, UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

## 1. INTRODUÇÃO

O emprego do método de avaliar o potencial de corrosão para inspeção em estruturas de concreto armado iniciou-se nos EUA por volta da década de 70, passando a ser muito utilizada tanto neste país como na Europa nos últimos anos. Uma boa utilidade desse método é o mapeamento dos valores de potencial de corrosão, pois tais mapas possibilitam a identificação de zonas comprometidas e com aço despassivado.

O potencial de corrosão pode identificar os locais com as condições termodinâmicas que viabilizam o início do fenômeno de corrosão eletroquímica das armaduras no concreto armado, ainda que esta corrosão não esteja manifestada de forma aparente na superfície da peça de concreto armado.

Atualmente, existem outros métodos com fundamento eletroquímico que possibilitam não apenas a identificação dessas zonas, mas que também fornecem dados quantitativos sobre a cinética do processo corrosivo, como, por exemplo, o método de avaliação da velocidade de corrosão por impedância eletroquímica ou por resistência de polarização linear.

Esse procedimento, que alia a interpretação de valores de potencial de corrosão

com velocidade de corrosão, é atualmente o mais recomendável para o monitoramento da durabilidade das armaduras de estruturas de concreto armado.

O presente trabalho tem como objetivo analisar as medidas de potencial de corrosão relativas ao eletrodo de cobre/sulfato de cobre obtidas no trabalho de inspeção de 4 edifícios residenciais localizados na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. A avaliação visa mais especificamente investigar a influência da posição da leitura nos valores de potencial de corrosão.

## 2. DETALHAMENTO DO MÉTODO

O método de avaliação do potencial de corrosão compreende o uso de um eletrodo de referência acoplado a um voltímetro de alta impedância, como ilustra a Figura 1. O ensaio geralmente é realizado em corpos-de-prova ou em estruturas de concreto armado para o monitoramento ou avaliação pontual, no caso de uma inspeção em que não se disponha de tempo para o acompanhamento da variação das leituras ao longo do tempo.

Dessa forma, é necessário que se tenha um eletrodo de referência (geralmente de cobre/sulfato de cobre) em relação aos quais

Figura 1 – Esquema da técnica de potencial de corrosão sendo aplicada (MEDEIROS, 2008)

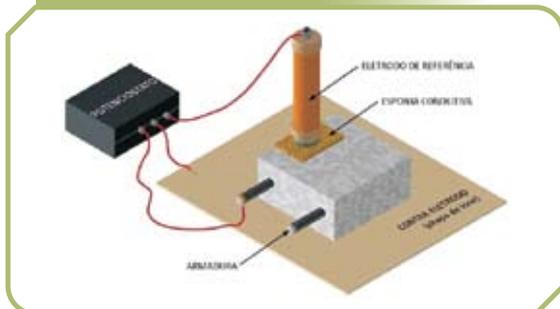


Tabela 1 – Critério de avaliação das medidas de potencial de corrosão (ASTM C 876)

Potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ) relativo ao eletrodo de referência de cobre – sulfato de cobre	Probabilidade de corrosão
< -350 mV	90%
Entre -35 e -200 mV	Incerta
> -200 mV	10%

os potenciais são referenciados. As leituras de potencial de corrosão obtidas fornecem indícios dos riscos de corrosão, como indicado na Tabela 1.

A rigor, o que se tem é o registro, em determinados pontos da estrutura, de uma diferença de potencial (ddp) entre um eletrólito instável (sistema aço/concreto) e outro estável, que é o eletrodo de referência. Quando se aplica o dispositivo, forma-se uma pilha eletroquímica constituída pelas duas partes previamente mencionadas.

Em geral, o que se observa nas medidas de potencial de eletrodo em concreto é um fluxo que vai desde a armadura até o eletrodo de referência, com o fechamento do circuito entre as duas partes ocorrendo de forma iônica através de uma interface altamente condutiva.

Como o potencial do eletrodo de referência de cobre/sulfato de cobre é mais nobre (valores mais positivos) do que o potencial do sistema aço/concreto, normalmente os valores obtidos são negativos independente do estado da armadura.

O eletrodo de referência pode ser movido sobre a superfície do concreto para se desenvolver um mapa de potencial que mostra os possíveis locais de corrosão ativa na estrutura.

Esta ferramenta tem sido amplamente aplicada em campo, pois o método fornece um meio rápido e de baixo custo para a identificação de zonas de aço despassivado que necessitam análise ou reparos. No entanto, os resultados do ensaio podem ser afetados pelos seguintes fatores:

■ **Grau de Umidade no concreto** - O processo de corrosão das armaduras no concreto é um processo eletroquímico

e, portanto, depende da existência de um eletrólito, ou seja, grau de umidade suficiente para haver uma solução nos poros capilares do concreto. Portanto, somente vai haver corrosão quando houver um mínimo de umidade e quanto maior esta, até a saturação, maior a mobilidade dos íons que participam do processo eletroquímico. Portanto, recomenda-se, preferencialmente, saturar ou umedecer bem o concreto antes de iniciar as leituras de potencial. Observe-se, ainda, que o ideal seria saturar previamente (pelo menos uma hora antes para assegurar “regime” de processo) antes de iniciar as leituras (HELENE, 1993).

■ **Aeração (acesso de oxigênio)** - Para haver corrosão eletroquímica com formação de produtos ferruginosos e expansivos (ferrugem), é necessário haver acesso de oxigênio que também participa da reação formando óxidos/hidróxidos de ferro, porosos e expansivos. Estes produtos da corrosão podem apresentar cores tão variadas quanto preta, verde, avermelhada e marrom “ferrugem”, que denotam diferentes disponibilidades de oxigênio, sendo a cor preta a inicial do processo e instável e a cor marrom a final do processo e estável ao ambiente com acesso normal de oxigênio. Portanto, pode ocorrer potenciais mais negativos no caso de pouca disponibilidade de oxigênio (antes da fissuração e concreto úmido),

Figura 2 – Diagrama de fluxo do processo (RINCÓN et al. 1998)



comparativamente a regiões fissuradas ou com concreto destacado, ou seja, na fase final do processo (HELENE, 1993).

- **Microfissuras** - A corrosão eletroquímica localizada pode ser acelerada ou facilitada por microfissuras que também reduzem a resistividade iônica do concreto, afetando a medição do potencial de corrosão.
- **Frente de penetração de Cloretos** - Segundo Browne et al. (1993), uma pequena frente de cloretos nas camadas superficiais do concreto pode alterar os valores de potencial para índices mais negativos, uma vez que os

cloretos atuam melhorando o movimento iônico na solução dos poros do concreto, fundamental num processo de corrosão eletroquímica.

Por essas razões, a ASTM C 876 especifica que os critérios da Tabela 1 devem ser tomados com restrições, quando o concreto estiver muito seco, profundamente carbonatado, que tenha uma pintura ou revestimento de filme/película superficial, ou quando a armadura tiver um revestimento metálico tipo galvanização ou pintura com epóxi. Embora esse método de potencial de meia-célula seja muito aplicado, deve-se reconhecer que não é quantitativo, uma vez que a taxa de corrosão não é determinada.

A Figura 2 mostra um esquema geral da seqüência de atividades que compõem o método de avaliação do potencial de corrosão.

### 3. METODOLOGIA

Um trabalho de inspeção é algo muito mais amplo do que realizar leituras de potencial de corrosão. Contudo, este estudo tem como foco a avaliação deste método em 4 edificações residenciais onde o trabalho de inspeção foi realizado de forma completa.

Na Tabela 2 constam as edificações que fizeram parte deste trabalho.

Todos estes edifícios estão localizados na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro, e se posicionam a cerca de 700m de distância do mar. O ambiente onde estão inseridos todos os quatro edifícios é classificado como de agressividade forte, de acordo com a NBR 6118:2003, classe III.

As determinações de potencial de corrosão foram conduzidas nos pilares das edifica-

Tabela 2 – Identificação das edificações deste trabalho

Detalhes	
<b>Edifício 1</b>	prédio com 14 pavimentos tipo + dois últimos andares compostos por apartamento de dois pavimentos + térreo + dois subsolos = total 21 pavimentos
<b>Edifício 2</b>	prédio com 35 pavimentos tipo + último andar compostos por apartamento de dois pavimentos + andar de casa de máquinas + térreo + dois subsolos = total 40 pavimentos
<b>Edifício 3</b>	prédio com 14 pavimentos tipo + dois últimos andares compostos por apartamento de dois pavimentos + térreo + dois subsolos = total 21 pavimentos
<b>Edifício 4</b>	prédio com 14 pavimentos tipo + dois últimos andares compostos por apartamento de dois pavimentos + térreo + dois subsolos = total 21 pavimentos

Figura 3 – Esquema do posicionamento das leituras realizadas



de umedecimento foi realizado a partir do fornecimento de água constantemente na superfície dos pilares, de modo que a água penetrou no concreto pelo mecanismo de absorção por sucção capilar de água.

Em cada pilar analisado, as leituras foram realizadas na base dos pilares e na altura de 1,5m da laje de piso, como está ilustrado na Figura 3.

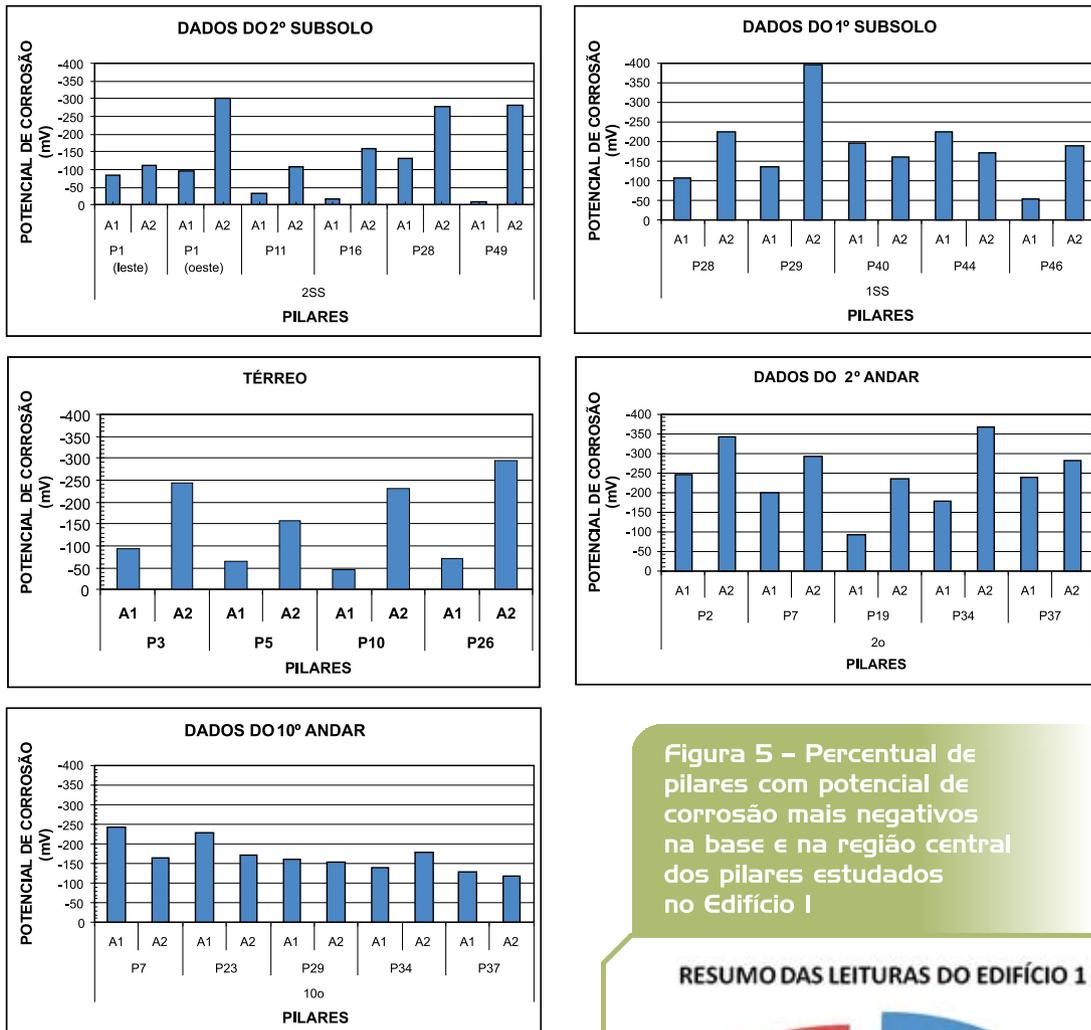
## 4. RESULTADOS

### 4.1 EDIFÍCIO 1

A Figura 4 apresenta os resultados obtidos para cada pilar e andar em que as

ções inspecionadas e o local de cada leitura foi previamente saturado. O procedimento

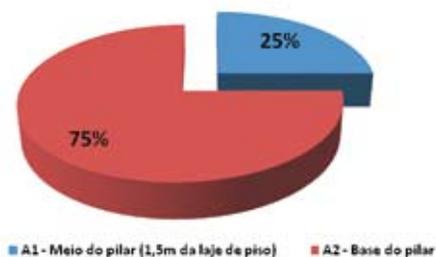
Figura 4 – Dados de Potencial de Corrosão ( $E_{corr}$ ) para o Edifício I



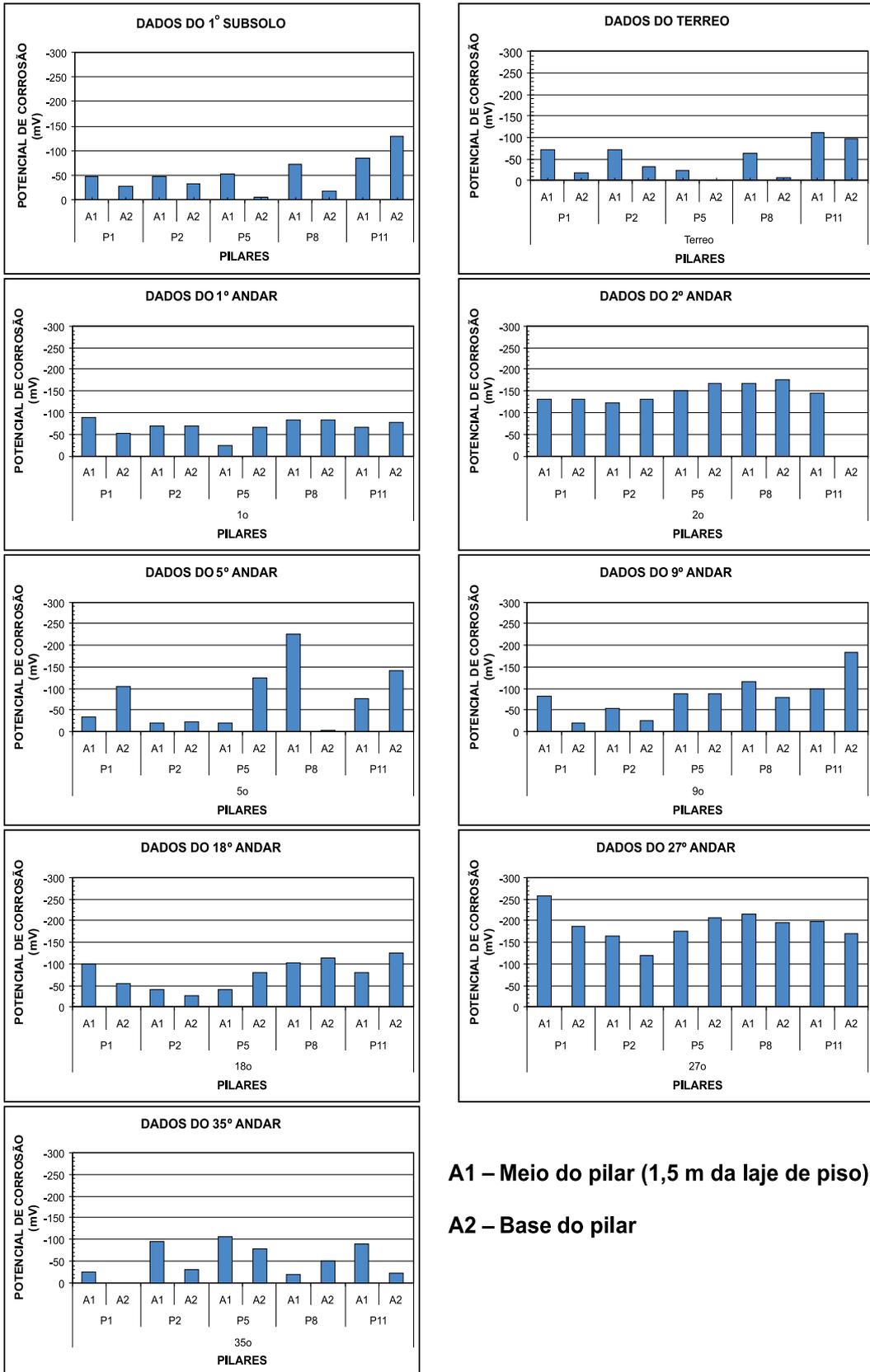
A1 – Meio do pilar (1,5 m da laje de piso)  
A2 – Base do pilar

Figura 5 – Percentual de pilares com potencial de corrosão mais negativos na base e na região central dos pilares estudados no Edifício I

RESUMO DAS LEITURAS DO EDIFÍCIO 1



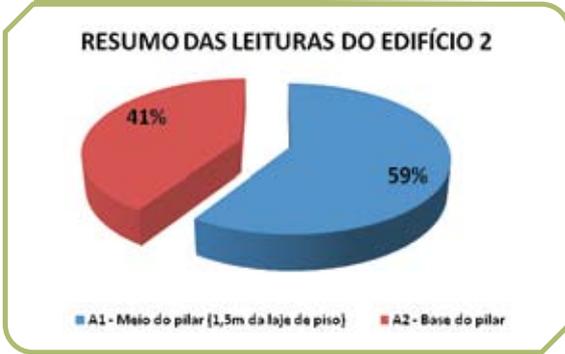
**Figura 6 – Dados de Potencial de Corrosão (E<sub>corr</sub>) para o Edifício 2**



**A1 – Meio do pilar (1,5 m da laje de piso)**

**A2 – Base do pilar**

Figura 7 – Percentual de pilares com potencial de corrosão mais negativos na base e na região central dos pilares estudados no Edifício 2



leituras de potencial de corrosão foram registradas no Edifício 1. A partir dela é fácil perceber que existe uma tendência de existência de valores de potencial de corrosão mais negativos na base dos pilares desta edificação. Isso fica mais evidente a partir da verificação da Figura 5, que mostra o percentual de pilares com valores de potencial de corrosão mais negativos na

base dos pilares (A2) e o percentual com os valores mais negativos na região central pilares (A1). Neste caso ficou demonstrado que, em 75% dos casos, os valores mais negativos de potencial de corrosão encontram-se na base dos pilares.

#### 4.2 Edifício 2

A Figura 6 apresenta os resultados obtidos para cada um dos 45 pilares amostrados ao longo dos andares em que as leituras de potencial de corrosão foram registradas no Edifício 2. A partir dela é fácil perceber que este edifício apresentou uma tendência de resultados contrária ao obtido para o edifício 1. A Figura 7 mostra uma visão geral destes resultados evidenciando que, nesta edificação, em 59% dos pilares, os valores de potencial de corrosão mais negativos se concentram no meio dos pilares (1,5 m de altura).

#### 4.3 Edifício 3

As Figuras 8 e 9 indicam mesma tendência de resultados do edifício 1. É im-

Figura 8 – Dados de Potencial de Corrosão ( $E_{corr}$ ) para o Edifício 3

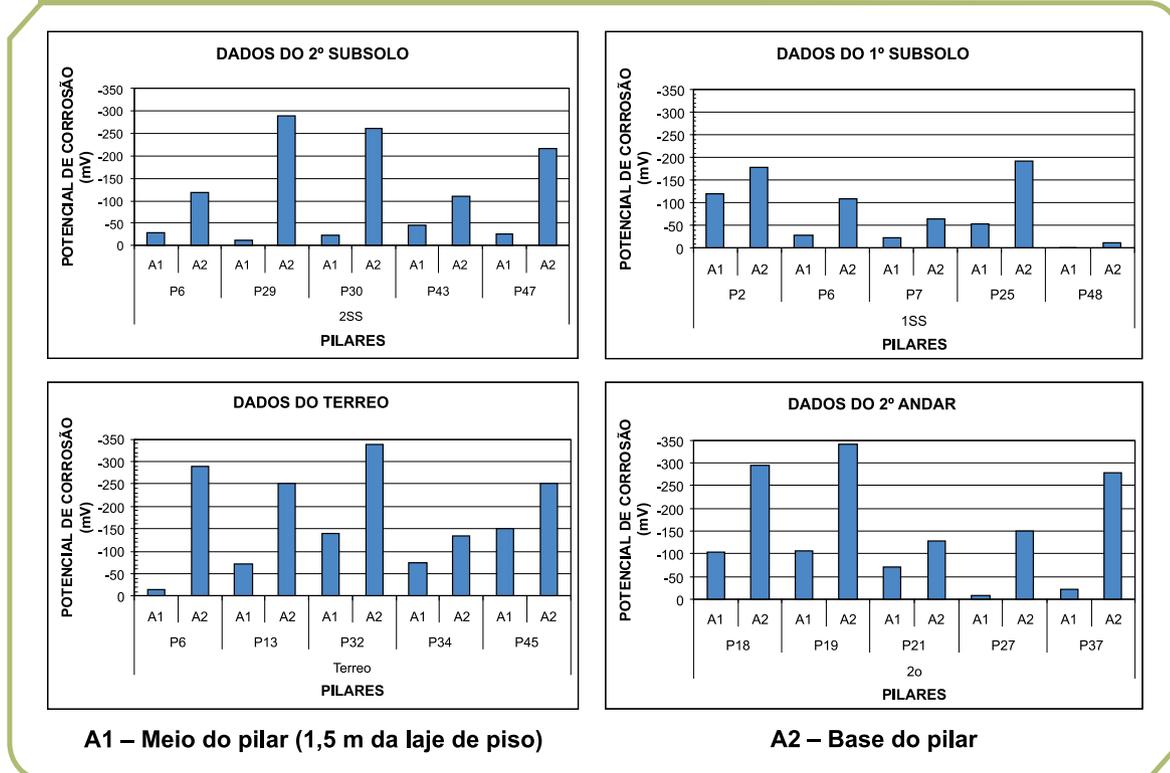


Figura 9 – Percentual de pilares com potencial de corrosão mais negativos na base e no meio dos pilares estudados no Edifício 3



portante notar que, neste caso, o valor de potencial de corrosão na base do pilar é mais negativo do que a leitura realizada a meia altura dos pilares em 100% dos pilares inspecionados.

#### 4.4 EDIFÍCIO 4

Finalmente, o Edifício 4 indica a mesma

tendência dos resultados dos edifícios 1 e 3, como mostram as Figuras 10 e 11, onde os resultados individuais para cada pilar inspecionado e o resultado global deste estudo de caso estão apresentados, respectivamente. Vale destacar que para o Edifício 4, a Figura 11 evidencia que em 75% dos casos os valores mais negativos se localizam na base dos pilares.

## 5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A Figura 12 apresenta os dados globais de todas os quatro edifícios avaliados, indicando que 77% de todos os 120 pilares avaliados ao longo dos quatro trabalhos de inspeção apresentam valores mais negativos de potencial de corrosão na base dos pilares. Isto é uma parcela bastante relevante, indicando a alta predominância desta ocorrência no espaço amostral aqui apresentado.

Figura 10 – Dados de Potencial de Corrosão ( $E_{corr}$ ) para o Edifício 4

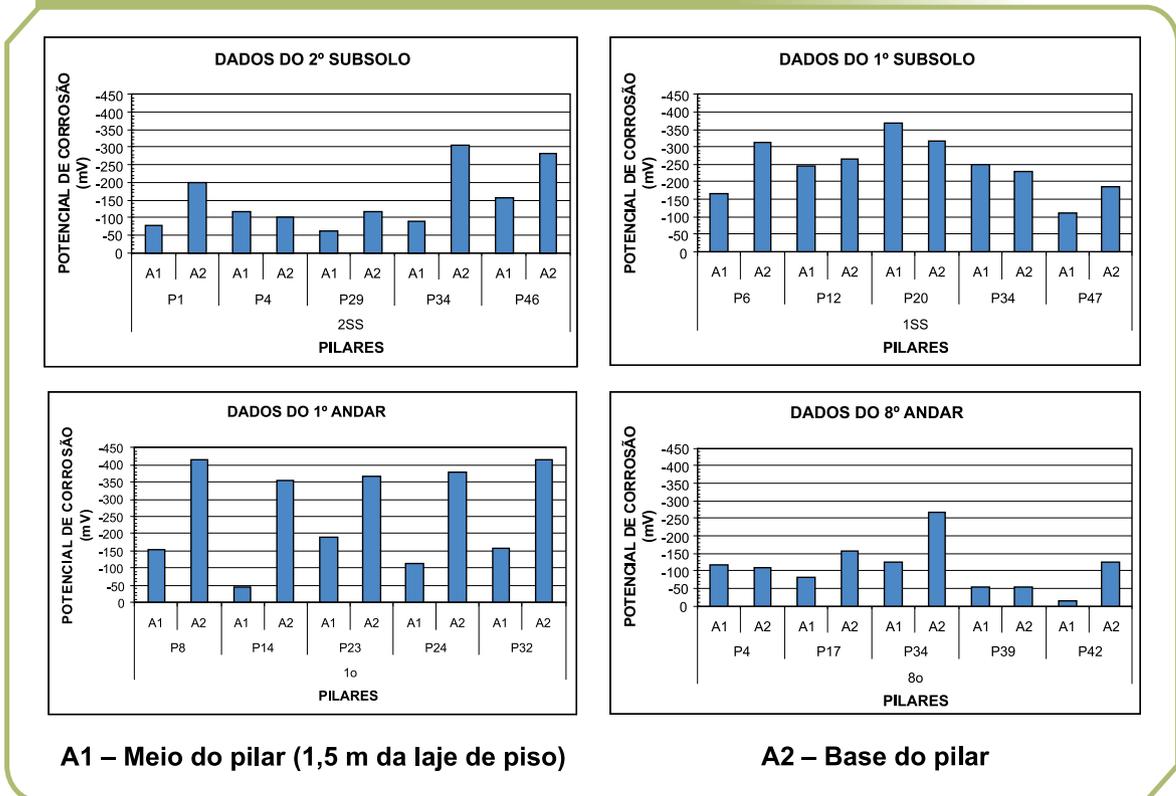


Figura II – Percentual de pilares com potencial de corrosão mais negativos na base e no meio dos pilares estudados no Edifício 4

RESUMO DAS LEITURAS DO EDIFÍCIO 4

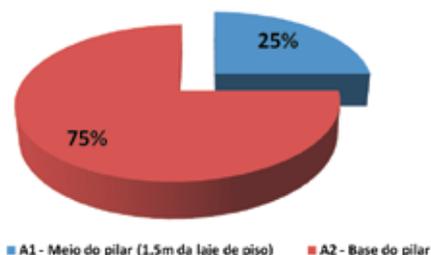


Figura I2 – Percentual geral de pilares com potencial de corrosão mais negativos na base e no meio dos pilares

DADOS GLOBAIS DAS LEITURAS

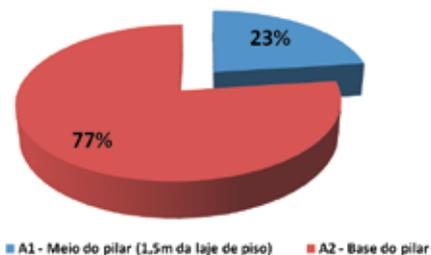


Figura I3 – Percentual de obras que obedecem a ocorrência de pilares com potencial de corrosão mais negativo na sua base

DADOS GERAIS - EDIFICAÇÕES



Além disso, a Figura 13 mostra que em 75% dos edifícios inspecionados a tendência de potencial de corrosão na base dos pilares foi validada.

Conforme demonstrado, na grande maioria dos casos, o potencial de corrosão na base dos pilares é mais eletronegativo do que na região central dos mesmos. A seguir são apresentadas algumas teorias para explicar essa tendência.

- **1. Lançamento do concreto** - É consenso que o lançamento do concreto, a partir de uma certa altura, sem cuidados extras, pode conduzir à sua segregação e que isso tende a ocorrer, principalmente, na base dos pilares. O resultado do fenômeno citado é a menor concentração de pasta e, conseqüentemente, maior concentração de agregados nesta região. Isso leva ao surgimento de uma região com concreto mais pobre e outra com concreto mais rico em cimento. A região mais pobre é justamente a base do pilar e é onde existe a tendência de valores de potencial de corrosão mais negativos.
- **2. Grande densidade de armadura** - A base dos pilares consiste em uma região onde a densidade de armaduras é mais elevada, já que é neste local que se faz o traspasse das armaduras. Este fato pode dificultar o adensamento do concreto lançado na base dos pilares e também pode ser um fator de influência dos valores de potencial de corrosão.
- **3. Permanência de umidade** - Pensando em um pilar exposto ao ambiente, é fácil imaginar que, por gravidade, a água tende a se acumular por mais tempo na base dos pilares. Desse modo, imaginando um pilar úmido, sabe-se que o concreto mais próximo da laje de cobertura seca mais rápido do que o concreto que está próximo da laje de piso. Isso também explica os valores de potencial de corrosão mais negativos na base dos pilares.

■ **4. Sinergia entre 1, 2 e 3** - A influência do meio ambiente com o efeito sinérgico dos fatores citados anteriormente também serve para explicar a tendência dos resultados encontrados. Se o concreto da base dos pilares apresenta uma maior tendência a ser mais poroso pela segregação e dificuldade de adensamento devido a alta concentração de armaduras, é fácil concluir que esta será uma região com tendência a sofrer mais com a contaminação por íons cloretos e pelo dióxido de carbono. A consequência disso é que estas regiões tendem a sofrer despassivação do aço mais rapidamente. Como já foi defendido, esta é também uma região com tendência a maior permanência de umidade, o que favorece ao desenvolvimento de corrosão de armaduras.

## 6. CONCLUSÕES

Os dados apresentados neste trabalho são resultado de trabalhos de inspeção de estruturas de concreto armado

que ficaram com sua estrutura exposta ao intemperismo direto durante mais de 5 anos.

Com o que foi apresentado nos itens anteriores, é possível concluir que é indiscutível a forte tendência existente para existência de valores de potencial de corrosão mais negativos na base dos pilares.

Neste trabalho foram montadas algumas teorias para explicar esta tendência, mas uma pesquisa científica com a fixação de variáveis não possíveis de serem controladas em campo seria de grande valia para produzir constatações definitivas nesta área.

O método de avaliação do potencial de corrosão se mostrou um importante meio de detectar mudanças no estado do aço, ajudando a perceber quando a armadura muda do estado passivo para o estado de corrosão ativa e vice-versa, reafirmando este método como uma ferramenta útil nos serviços de inspeção e avaliação da durabilidade de estruturas de concreto armado.

## Referências Bibliográficas

- [01] BROWNE, R. D.; GEOGHEGAN, M. P.; BAKER, A.F., *Corrosion of reinforcement in concrete construction*. Society of chemical Industry. London, 1983.
- [02] HELENE, Paulo R.L. *Contribuição ao estudo da corrosão de armaduras nas estruturas de concreto armado*. São Paulo, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, Brasil, 1993. (tese de livre-docência)
- [03] MATOS, O. C.; HELENE, P. R. L., *Avaliação experimental da corrosão de armaduras em concreto utilizando a técnica de medida dos potenciais de eletrodo*. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.
- [04] MONTEIRO, P.J.M.; MORRISON, F.; *Non-destructive measurement of corrosion state of reinforcing steel in concrete*. ACI MAT., 1998.
- [05] MEDEIROS, M. H. F.; *Contribuição ao estudo da durabilidade de concretos com proteção superficial frente a ação dos cloretos*. São Paulo, 2008.
- [06] RINCÓN, O. T.; CARRUYO, A. R.; ANDRADE, C.; HELENE, P. R. L.; DÍAZ, I.; *Manual de inspeccion, evaluacion y diagnostico de corrosion en estructuras de hormigon armado*. RED IBEROAMERICANA XV.B., Rio de Janeiro, 1998. ■

entidades parceiras

# Alvenaria estrutural: vantagens para o construtor e a sociedade

**CARLOS ALBERTO TAUIL - SECRETÁRIO EXECUTIVO**

**BLOCO BRASIL (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DE BLOCOS DE CONCRETO)**

**A**lvenaria estrutural com blocos de concreto apresenta vantagens muito superiores aos novos concorrentes no mercado, tais como confia-

bilidade, qualidade garantida por normas, ensaios e pelo Selo da Qualidade, custos competitivos e benefícios à sociedade.

O extraordinário crescimento do



*Execução de alvenaria no topo de um dos edifícios*



*Vista de um dos edifícios*

mercado imobiliário nos últimos três anos tem induzido ao correspondente aumento na demanda por sistemas construtivos que aliem economia e qualidade técnica, sempre de olho na equação final clientes satisfeitos e aumento das margens de lucro apertadas. Afinal, empreendimentos como os desenvolvidos para o programa Minha Casa, Minha Vida, lançado pelo governo federal no ano passado e que se propõe a construir 1 milhão de moradias num prazo relativamente curto exigem controle preciso de todos os componentes da planilha de custo e, fundamentalmente, a industrialização da construção

Nesses momentos de euforia do mercado da construção, sempre costumam aparecer “soluções milagrosas”, que prometem o melhor dos mundos. Porém, é importante que construtores e incorporadores lembrem-se do velho ditado que diz que “não há bônus sem ônus”. É preciso, portanto, muita cautela e avaliação objetiva dos prós e contras dos sistemas, especialmente daqueles que ou não foram suficientemente testados, ou não têm tradição na cultura construtiva brasileira. Assim como aconteceu no auge do chamado “Milagre Brasileiro”, nos anos 1970 e 1980, com sistemas de fôrmas metálicas como o francês Outinord, agora

também essa tecnologia é enxergada por muitos como uma solução. Por isso, é importante

fazer um comparativo em relação a um sistema já bastante desenvolvido no Brasil, em todos os sentidos: de normas técnicas, aperfeiçoamento tecnológico, capacitação de mão de obra e, fundamentalmente, que oferece a melhor relação custo/benefício entre todos, de acordo com pesquisadores de universidades e institutos de pesquisa, técnicos e profissionais da construção civil. Esse sistema vem sendo aprimorado desde a década de 1970 e chama-se alvenaria estrutural com blocos de concreto.

Esse sistema construtivo, que utiliza a alvenaria estrutural com blocos de concreto, oferece solução eficaz, testada em empreendimentos públicos e privados há mais de três décadas e que, ao longo desse tempo, evoluiu extraordinariamente. Hoje, grandes construtoras e incorporadoras, como Cyrela-Living, MRV, Tibério, Tenda-Gafisa, Cyrela, Even, CCDI-Camargo Corrêa Desenvolvimento Imobiliário, Goldztein, entre diversas outras, de pequeno, médio e grande porte, recorrem ao sistema construtivo de alvenaria estrutural com blocos de concreto para imprimir métodos produtivos industrializados, diminuir cronograma, garantir custos e qualidade.



*Detalhe do assentamento de blocos de concreto estruturais*

Flexibilidade, modularidade, componentes industrializados, normalização completa e custos extremamente competitivos caracterizam a alvenaria estrutural com blocos de concreto. Ela hoje tem elevada qualidade e ótima relação custo-benefício, que começam já no projeto arquitetônico, de dimensionamento estrutural e de instalações, específicos para esse sistema. A alvenaria estrutural com blocos de concreto, como o próprio nome diz, dispensa a necessidade de executar pilares e vigas - os blocos já compõem a estrutura de uma casa ou de um prédio. Sua flexibilidade permite o emprego tanto na construção de moradias supereconômicas como de prédios de alto padrão - cerca de 99% dos empreendimentos das companhias habitacionais o utilizam e também lançamentos paulistanos de alto padrão. O desenvolvimento técnico do sistema inclui completa normalização dos materiais (blocos), produzidos com garantia de resistência e uniformidade, por exemplo, e dos serviços envolvidos (projeto, construção da estrutura, execução de instalações e acabamento). Os blocos são fabricados em dimensões modulares que permitem erguer paredes com instalações já previstas e tornam

muito simples a colocação de esquadrias pela construção com vãos nas medidas-padrão desses elementos. Há ainda materiais específicos de acabamento, como argamassas prontas, instalações hidrosanitárias modulares e padronizadas, escadas e outros elementos pré-fabricados e equipamentos racionalizadores da construção, como carrinhos para descarregar blocos, carrinho porta-argamassa, gabarito para requadramento dos vãos, cantoneira para cantos internos e externos, entre outros, que fornecem agilidade no cronograma e elevada qualidade aos imóveis.

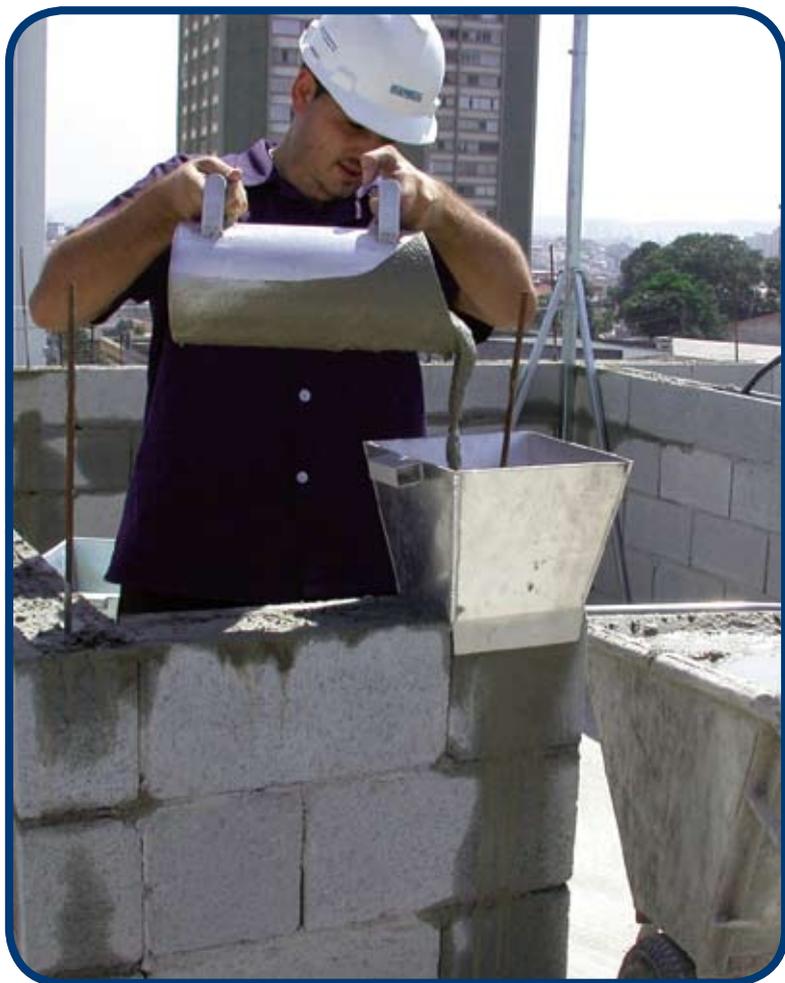
A somatória desses elementos montou o alicerce para o enorme salto técnico-econômico no sistema construtivo de alvenaria estrutural com blocos de concreto. Estudos realizados por especialistas em construção com alvenaria de renomadas universidades brasileiras, como a Politécnica da USP, Universidade Federal de São Carlos-SP, Federal do Rio Grande do Sul, entre outras, comprovam que a alvenaria estrutural com blocos de concreto permite reduzir o custo das obras em até 30% (em torres de até quatro pavimentos) e 15% (em torres com 20 pavimentos), com ganhos ambientais, por praticamente não gerar

rejeitos de canteiro e quase não utilizar fôrmas e escoras de madeira.

Além disso, o sistema de alvenaria estrutural com blocos de concreto tem vantagens comparativas importantes, em relação ao sistema de fôrmas. Ao contrário deste, que exige elevado investimento inicial para compra de todo o sistema, com o construtor correndo o risco de subutilização, posteriormente, a aquisição dos blocos de concreto é sob demanda e a custo imensamente mais baixo. A compra de blocos, assim, pode ser programada e interrompida, em caso de necessidade. O sistema de alvenaria estrutural com blocos de concreto também é forte gerador de emprego, por utilizar mão de obra intensiva, e contribui para a formação de fundos governamentais específicos para a construção de moradias populares, como o do governo paulista, porque paga ICMS - no Estado de São Paulo, um ponto percen-

tual da arrecadação desse imposto vai obrigatoriamente para financiar os conjuntos habitacionais desenvolvidos pela Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano (CDHU). No total, mais de 400 mil unidades já foram construídas, desde 1986, com esses recursos.

E, fundamentalmente, a construção civil brasileira tem hoje fornecedores de blocos de concreto qualificados, avaliados por instrumentos como o Selo de Qualidade, fornecido sob critérios rigorosos de inspeção pela Associação Brasileira de Cimento Portland, e que vêm investindo cada vez mais na ampliação da produção, com a construção de novas fábricas nas diversas regiões do país. Assim, a alvenaria estrutural com blocos de concreto é a melhor alternativa - para construtores e incorporadores, para seus clientes, que compram qualidade a custos menores, e para a sociedade, pelo seu potencial de emprego e geração de renda. ■



*Detalhe da execução da alvenaria estrutural*



*Limitador de janela*

## solucionando problemas

lições aprendidas sobre recalques em fundações

# Recuperação de problemas estruturais gerados no projeto de fundações em um edifício de 14 pavimentos

**SILVIO EDMUNDO PILZ • MARCELO FABIANO COSTELLA • CLÁUDIO ALCIDES JACOSKI**  
**MAURO LEANDRO MENEGOTTO • ROBERTO CARLOS PAVAN**  
**RODNNY JESUS MENDOZA FAKHYE - PROFESSORES**  
**ÁREA DE CIÊNCIAS EXATAS E AMBIENTAIS - UNOCHAPECÓ**

## 1. INTRODUÇÃO

Dentre os inúmeros problemas patológicos que afetam os edifícios, um dos mais graves é o de recalques diferenciais em fundações, principalmente, quando esses causam eventuais instabilidades para a estrutura, comprometendo a segurança. Torna-se, então, necessária uma intervenção que, por vezes, além de ocorrer na infra-estrutura, pode ser imprescindível também na superestrutura e na alvenaria e revestimentos. Essa intervenção, quando realizada, representa um custo muito elevado quando comparado ao custo inicial necessário e ao investimento em projeto e investigação do subsolo.

Considerando-se que o custo usual de uma fundação varia entre 3 a 6% do custo da obra, tratando-se de casos usuais, pode-se afirmar que a ocorrência de patologia e a necessidade de reforço de fundação implicam, além de custos que podem chegar a valores muitas vezes superiores ao custo inicial, estigmas para obra, tais como:

- abalo da imagem dos profissionais envolvidos;

- longos, desgastantes e caros litígios para identificação das causas e responsabilidades;
- necessidade de evacuação dos prédios;
- interdição da estruturas, entre outros.

A causa mais freqüente geradora de problemas nas fundações relaciona-se com a investigação do subsolo, seja pela ausência, insuficiência ou má qualidade das investigações geotécnicas ou pela má interpretação dos resultados da investigação geotécnica.

Ao contrário da maioria das atividades da construção civil, no caso da geotecnia e, em especial, das fundações, a atividade produtiva desenvolve-se sobre um material preexistente, não escolhido e, inclusive, não passível de adequada identificação. Por mais perfeitas que sejam executadas as investigações e obtidas amostragens de boa qualidade, sempre há a possibilidade de “surpresas geológicas” de comportamento não previsto e de variabilidades não totalmente mensuráveis “a priori”. Portanto, no caso de deficiência das informações

recebidas, ou da expectativa de inconformidades, o projetista de fundações deve solicitar informações geotécnicas complementares para que sua análise possa ser baseada em informações mais fidedignas.

Além de um bom projeto de fundações, a análise e previsão do comportamento estrutural, principalmente quando as fundações estão apoiadas em solos distintos, deve ser objeto de estudo do projetista da estrutura, com o uso de técnicas adequadas. Pode-se citar: a utilização de juntas, que se fazem recomendadas em edifícios longos; e também em edifícios com fundações em cotas diferentes. Além disso, as estruturas devem ter a verificação do seu comportamento de um modo geral, e não somente das peças estruturais tomadas isoladamente. Um bom critério para a verificação da deformação são os valores das distorções angulares e a realização de análises de interação solo-estrutura.

Constatado o problema em fundações de uma obra, deve-se proceder sua recuperação ou reforço. Os reforços de fundação representam uma intervenção no sistema solo-fundação existente, visando modificar seu desempenho.

O diagnóstico é fundamental para permitir uma diretriz adequada na decisão do reforço da fundação. Para chegar a um bom diagnóstico, são aconselháveis:

- a) inventariar os danos ocorridos para quantificar o direcionamento dos movimentos;
- b) executar novas sondagens e/ou novos ensaios;
- c) instrumentar a obra para avaliar a magnitude e velocidade das deformações.

A solução de reforço de fundação a ser adotada para uma obra poderá ser o reforço das fundações existentes ou execução de novas fundações, desprezando-se as existentes como elemento resistente. Uma

solução viável pode se dar com as chamadas estacas injetadas (estacas raiz), já que esses equipamentos caracterizam-se por suas pequenas dimensões, permitindo o acesso a locais com limitações de altura, como, por exemplo, subsolos de prédios.

Este trabalho apresenta as causas que levaram quase ao colapso um edifício de 14 pavimentos, que apresentou recalques totais e diferenciais elevados, e o método de recuperação empregado.

## 2. CARACTERIZAÇÃO DA OBRA E DO SOLO

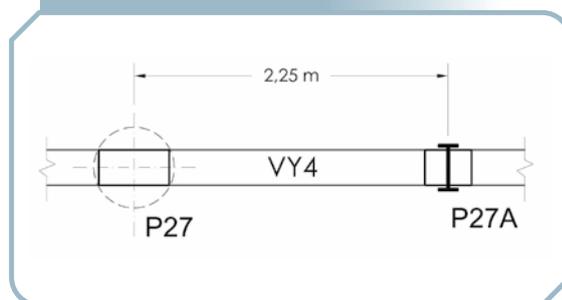
### 2.1 CARACTERÍSTICAS DA OBRA

O prédio em que ocorreram as manifestações patológicas é dividido por uma junta de dilatação, sendo que, no bloco 2, onde ocorreram os recalques, a edificação tem 14 pavimentos. No outro bloco (1), com 13 pavimentos, não ocorreram recalques. O pavimento a mais no bloco 2, destinado a vagas de garagens, foi projetado após terem sido executadas as estacas Franki (estaca moldada in loco, que consiste na cra-

vação de um tubo no solo com o impacto de queda um pilão numa bucha - tampão - de concreto seco) da obra. Este prédio estava em fase final de pintura e de início de ocupação, quando apresentou problemas nas fundações.

Nas regiões onde as cargas nas fundações, devido ao pavimento extra, ultrapassariam a capacidade da estaca ou do conjunto de estacas, segundo o projeto de fundações, foram previstos pilares adicionais, como no exemplo da figura 01, onde foi criado o pilar P27A, próximo ao pilar P27. Nesses pilares, a fundação foi executada em perfis metálicos, já que o equipamento de estaca Franki não se encontrava mais na obra e não haveria disponibilidade do equipamento por várias semanas.

Figura 1 – Esquema mostrando a localização do pilar adicional P27A



Devido à pequena distância entre esses pilares, ao fato de que os pilares com estacas metálicas não sofreram recalques, e ao recalque de 9cm do pilar P27, a viga VY4 teve uma distorção angular de 1/25 (equação 1), conforme veremos adiante.

$$\delta = \frac{D-d}{L} = \frac{9-0}{225} = 0,04 = \frac{1}{25} \quad (I)$$

Para os pilares P9 e P19, em função da existência de uma galeria pluvial, conforme indica a figura 2, foi necessária a execução de um misto de bloco de coroamento/viga de equilíbrio. Para o pilar P19, o recalque diferencial elevado entre as estacas deste bloco/viga acabou por ocasionar a sua ruptura parcial por esforços de flexo-torção.

## 2.2 CARACTERÍSTICAS DO SOLO DE FUNDAÇÃO E DA FUNDAÇÃO

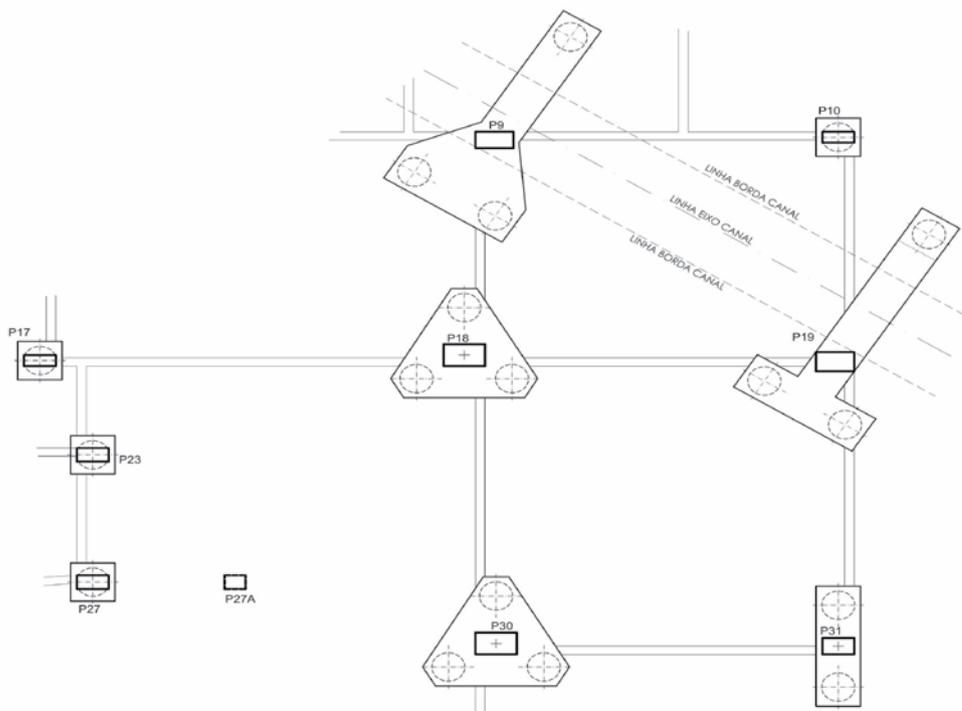
Para investigação do subsolo (terreno) foram realizadas sondagens SPT (Standard Penetration Test ou sondagem a percussão é um procedimento geotécnico de amostragem do subsolo), num total de 06

furos, sendo o furo 1 significativo e localizado na região dos recalques (figura 3). Este tipo de investigação do subsolo é prática rotineira na região, sendo considerada suficiente na grande maioria dos casos, não tendo sido realizado nenhum outro tipo de investigação complementar. Esta é uma situação predominante na prática de Engenharia de Fundações no Brasil. Porém, para as características do solo, o mais correto seria a realização de uma sondagem mista, onde a sondagem SPT deveria ser complementada com sondagem rotativa (consiste na amostragem do solo, através de um conjunto motomecanizado, para obtenção de amostras de materiais rochosos) para verificação da integridade da camada suporte.

De posse das cargas atuantes nas fundações e da sondagem, a construtora e incorporadora, proprietária da obra, contratou uma empresa especializada, que realizou os estudos, projetos de fundação e, posteriormente, a execução das estacas Franki.

Uma breve análise do furo 1 revela a presença de argila mole a muito mole, sem

Figura 2 – Localização dos pilares (parciais) e projeção da galeria pluvial sob P9 e P19



presença de argila orgânica. Isso levaria a uma fundação, que, se em estacas, atuaria somente com capacidade de carga de ponta, sendo praticamente desprezível a capacidade de carga lateral das estacas.

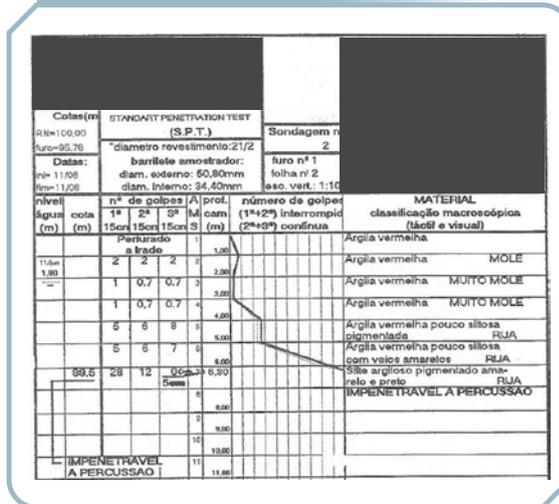
Numa análise da sondagem foi verificado, posteriormente, que a capacidade total admissível de uma estaca Franki com Ø 52cm seria de, no máximo, 450kN. Porém, considerando as cargas atuantes nas fundações dos principais pilares envolvidos nas manifestações patológicas, há várias estacas com carga atuante de mais de 1300kN e até 1500kN.

Os carregamentos verticais atuantes nas fundações, em alguns pilares, estavam assim distribuídos:

P09 = 2135 kN P10 = 1475 kN P17 = 1375 kN  
 P18 = 3330 kN P19 = 2630 kN P23 = 1355 kN  
 P27 = 1650 kN P30 = 3345 kN P31 = 2220 kN

Outra constatação, que, se não é um erro, mas uma temeridade, foi o fato de haver um grande número de pilares do corpo

Figura 3 – Furo I – Sondagem SPT



principal da edificação ser suportado por somente uma estaca Franki, citando como exemplo os pilares P10, P17, P23 e P27 (figura 3), que, mesmo a estaca tendo um diâmetro considerável (Ø 52cm), maximiza a possibilidade de que um erro executivo em uma destas estacas, tal como o apoio de base estar sobre um matacão ou em falso topo rochoso (como de fato

ocorreu), ocasione recalques ou até ruptura das fundações.

### 3. A OCORRÊNCIA DOS RECALQUES E MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

Vinte dias antes da manifestação principal ocorrer, foi verificada pelos engenheiros da empresa construtora a presença de pequenas fissuras em algumas paredes dos apartamentos. Em presença do projetista da estrutura, um breve diagnóstico foi o de que essas fissuras muito

Figura 4 – Fissuras nas alvenarias (I)



Figura 5 – Fissuras nas alvenarias (2)



Figura 6 – Rachadura na viga VY4, no 1º dia



Figura 7 – Rachadura na viga VY4, no 2º dia



provavelmente se deviam a recalques diferenciais nas fundações e que a construtora deveria efetuar o monitoramento das fissuras, para verificar se estavam ativas e se ocorreriam novas fissuras.

Então, num domingo à noite, enquanto ainda se monitoravam as fissuras, ocorreram recalques significativos e que levaram a fissuras elevadas (rachaduras) nas alvenarias, conforme figuras 4 e 5.

Observou-se fissuras em várias vigas e, em especial, na VY4, que, em função de estar entre o P27 e P27A, gerou uma distorção angular significativa. Como os recalques nos três primeiros dias foram progredindo, a rachadura na VY4 progrediu, conforme se obser-

va nas figuras 6, 7 e 8. Saliente-se que o escoramento da estrutura, iniciado logo após o primeiro dia, mas somente completado, de forma efetiva, no terceiro dia, pela dificuldade de mão-de-obra e material, em função de se tratar de feriado de carnaval.

Nos pilares, no primeiro dia, nenhum deles apresentava fissuras visíveis. Somente observou-se no contrapiso a ocorrência dos recalques, conforme figura 9. No 2º dia, surgiram rachaduras consideráveis no pilar P19, conforme figura 10, sendo que a rachadura vertical é devido a um *shaft* (poço ou compartimento para passagem de tubulações verticais) ao lado deste pilar. Ao final dos recalques, o pilar P19, quando

Figura 8 – Rachadura na viga VY4, no 3º dia, P27 à esquerda e P27A à direita



Figura 9 – Recalques observados no contrapiso junto ao P33



Figura 10 – Rachadura no pilar P19 no 2º dia



já se iniciaram os procedimentos de recuperação emergencial do mesmo, apresentava fissuras indicativas de ruptura pelos esforços combinados de compressão, flexão e torção, esta originada pela rotação

do bloco de fundação em função do recalque diferencial entre as estacas do mesmo bloco (figura 11 e figura 12). Observa-se nesta figura que as barras de contenção se deformaram, devido a continuidade da ocorrência dos recalques.

Figura 11 – Destacamento e início de ruptura do P19



Ao final do terceiro dia, quando foi finalizado o escoramento em dois andares do bloco 2, os recalques se estabilizaram.

Figura 12 – Recalques diferenciais de estacas no bloco

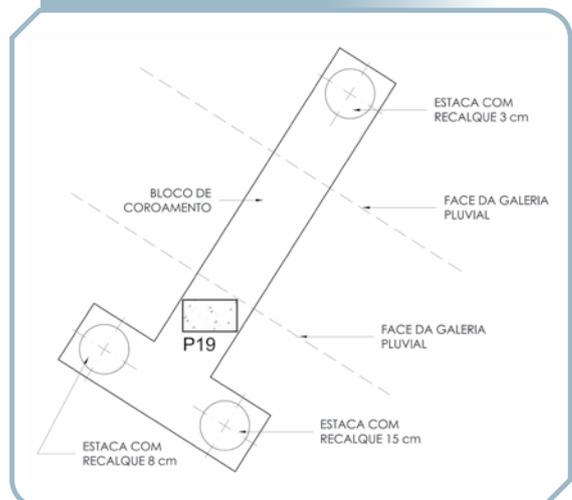


Figura 13 – Sondagem mista junto ao pilar P27

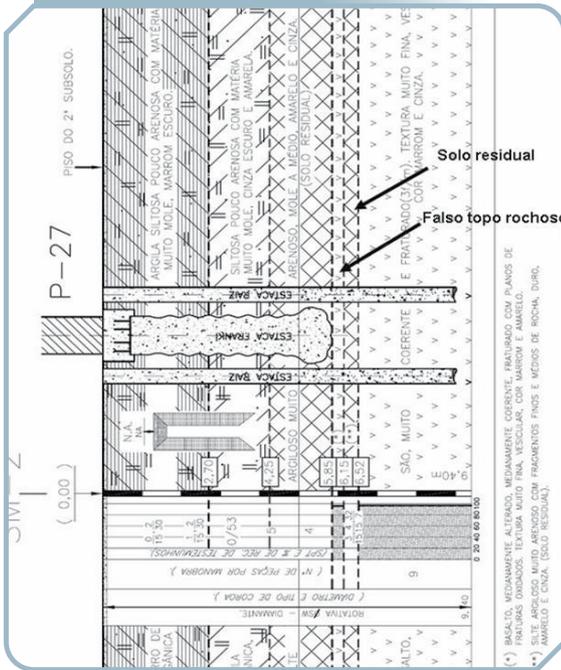


Figura 14 – Detalhe do reforço de fundações com estacas raiz



Estas estacas raízes penetraram na rocha de 2,5 metros a 3,0 metros.

## 4. RECUPERAÇÃO DA FUNDAÇÃO E DA ESTRUTURA

### 4.1 ANÁLISE INICIAL DO PROBLEMA

Ao início da recuperação das fundações, realizaram-se sondagens mistas para caracterizar adequadamente o solo de fundação. Verificou-se, então, que havia a presença de argila orgânica, fato que não havia sido informado na sondagem inicial, e constatou-se a presença de falso topo rochoso, com uma camada de silte argiloso, com espessuras de 20 a 50cm, sob este falso topo rochoso (figura 13). Foi exatamente neste falso topo rochoso que se apoiaram as estacas Franki que romperam com a atuação das cargas nas estacas e que iniciaram o processo de recalque na edificação.

Em função das novas sondagens, o critério adotado foi o de execução de estacas raiz, com capacidade de 400 a 500kN ao lado dos blocos existentes; desconsideração das estacas existentes como elemento resistente; e novo bloco de coroamento, integrado ao existente.

### 4.2 RECUPERAÇÃO DAS FUNDAÇÕES

A figura 14 demonstra a situação exemplo de recuperação, onde foram executadas estacas raiz junto aos blocos de coroamento, com posterior execução de um novo bloco de coroamento, integrando-o ao existente.

Devido à dificuldade executiva e do risco envolvido, optou-se por não haver armaduras passando por baixo do bloco existente. Portanto, devido a essas limitações, definiu-se que seria efetuada uma armação em todo o contorno do bloco existente e, quando possível, na parte superior deste bloco. Constituíram-se armaduras de suspensão, que foram chumbadas ao bloco existente, tanto lateralmente quando na parte superior, com adesivo epóxi. A ligação concreto fresco com concreto endurecido foi efetuada com apicoamento e limpeza das faces do bloco existente, sem adesivo epóxi, conforme figura 15 e 16.

Após a recuperação das fundações, houve monitoramento durante 06 meses dos recalques, a partir de referência externa à obra, fixa em terreno vizinho, e não se verificou nenhum recalque adicional significativo.

Figura 15 – Detalhe genérico do reforço de fundação

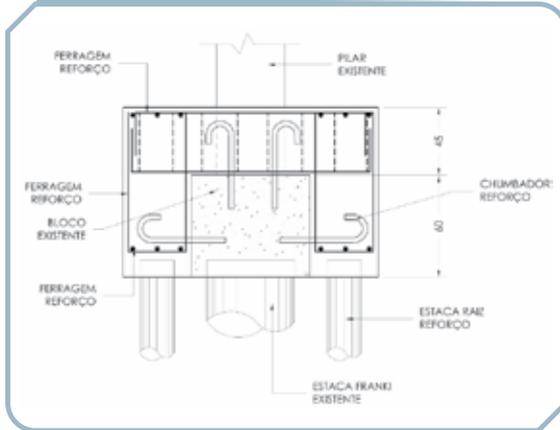


Figura 16 – Detalhe da execução do reforço nas fundações



### 4.3 RECUPERAÇÃO DO PILAR P19

A recuperação do pilar P19 foi executada em duas etapas: uma antes da execução dos reforços de fundações pelo risco do colapso estrutural do mesmo; e outra posterior ao reforço das fundações.

Na primeira etapa de reforço foram colocadas barras de aço soldadas (figura 11), para combater os esforços de torção, e pré-cintamento do pilar, complementadas com ferragens adicionais longitudinais armadas e nova armadura de cintamento. A concretagem do pilar foi efetuada com microconcreto de alta fluidez, para que pudesse penetrar nas fendas e falhas do pilar, e devido à den-

sidade de armadura de reforço. A espessura deste reforço foi de 10 cm em todas as faces e o concreto utilizado teve resistência de 60 MPa (figura 17).

A segunda etapa de reforço também se constituiu de laminas de aço soldadas, para combater os esforços de torção, e ferragens longitudinais e transversais adi-

Figura 18 – Início da preparação para a segunda etapa do reforço do P19



Figura 17 – Detalhe da execução do reforço do pilar P19 na primeira etapa



cionais, com capa de concreto 50 MPa na espessura de 10 cm, conforme se observa na figura 18.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Do estudo de caso, verificou-se que a qualidade de uma obra de fundações inicia-se com uma completa e correta investigação do subsolo, através de sondagens adequadas e, se necessário, complementadas com outros ensaios. Neste caso, a sondagem SPT se mostrou insuficiente, por não identificar uma camada de solo de baixa capacidade abaixo do limite do impenetrável.

Também houve erro no projeto de fundação quanto ao cálculo da capacidade de carga. Este erro poderia ter sido evitado com uma breve auditoria do projeto de fundações, haja visto se tratar de uma etapa onde há muitas variáveis envolvidas.

O controle da execução de fundações é outra etapa importante, pois os dados colhidos podem informar se os estudos iniciais e informações recebidas sobre o solo estão sendo confirmados e, em caso contrário, verificar junto ao projetista a necessidade de novas investigações do solo.

Observou-se que os custos do reforço de fundações de uma obra, muitas vezes, são maiores que o custo inicial das fundações da obra, ainda mais se considerados os custos indiretos não facilmente mensuráveis, tais como: depreciação do preço de venda da obra; custos devido ao atraso da entrega da obra; e desgaste da imagem das empresas envolvidas; entre outros. Nesta obra os custos totais envolvidos na recuperação das fundações representaram 450% do custo inicial das fundações, incluindo estacas e blocos de coroamento, além dos demais custos diretos e indiretos envolvidos. ■

# Promoção de Anais dos Congressos Brasileiros do Concreto. Corra! Promoção por tempo limitado.



**O Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON está com uma promoção imperdível!**

Estão à venda a preço promocional os Anais das quatro últimas edições do Congresso Brasileiro do Concreto:

- 50º Congresso Brasileiro do Concreto
- 49º Congresso Brasileiro do Concreto
- 48º Congresso Brasileiro do Concreto
- 47º Congresso Brasileiro do Concreto

• R\$ 200,00  
Mais o valor do frete.

**Corra! A promoção é válida enquanto durar os estoques.**

Acesse hoje mesmo a Loja Virtual do IBRACON no site [www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br)  
Se preferir, fale conosco:  
Marilene – Tel. 11-3735-0202  
e-mail: [marilene@ibracon.org.br](mailto:marilene@ibracon.org.br)

---

pesquisa aplicada

ensaio acelerado brasileiro

# Reação álcali-agregado - Método Acelerado Brasileiro de Prismas de Concreto (ABCPT)

LEANDRO SANCHEZ - MSc - DOUTORANDO

UNIVERSITÉ LAVAL

SELMO KUPERMAN - DIRETOR

DESEK

PAULO HELENE - PROFESSOR TITULAR

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

## RESUMO

Muitos são os métodos de ensaio de laboratório que vêm sendo atualmente utilizados na prevenção da reação álcali-agregado (RAA). Dentre estes, destacam-se: a análise petrográfica, preconizada pela NBR-15577-3 ou ASTM C 295; o método acelerado de barras de argamassa (AMBT), preconizado pela NBR 15577-4 ou ASTM C 1260; e o método de prismas de concreto (CPT), preconizado pela NBR 15577-6 ou ASTM C 1293. Entretanto, ainda não existe um ensaio que seja consenso no meio técnico/científico no que diz respeito à sua confiabilidade e eficiência. Este trabalho apresenta a tentativa de desenvolvimento de um novo método de ensaio acelerado denominado ABCPT (método acelerado brasileiro de prismas de concreto), com o intuito de que este possa, de maneira confiável e em apenas trinta dias, analisar e classificar agregados mediante a sua potencial reatividade em laboratório. Para o desenvolvimento desta pesquisa, foram utilizados

seis agregados (granito de Embu das Artes, seixo de quartzo de Três Lagoas, basalto de Americana, basalto de Birigui, milonito de Recife e calcário de Spratt, Canadá). Os agregados foram testados pelos métodos ABCPT e CPT e, após a confecção dos ensaios, uma análise comparativa entre os métodos foi realizada. Paralelamente aos ensaios de expansão, foi feita a análise petrográfica das amostras. Os resultados indicam que o ABCPT demonstra grande potencial para utilização na análise e classificação de agregados em obras correntes de engenharia, apresentando grande correlação com o método CPT (método mais confiável existente na atualidade). No entanto, para a sua real comprovação, torna-se muito importante a realização do ensaio com um maior número de amostras de diferentes litologias.

**Palavras-chave:** *Reação álcali-agregado, métodos de ensaio, método de prismas de concreto (CPT), método acelerado brasileiro de prismas de concreto (ABCPT).*

## ABSTRACT

There are many test methods that have been carried out in the laboratory to prevent alkali-aggregate reaction (AAR). The main test methods are the petrographic analysis according to NBR 15577-3 or ASTM C 295, the accelerated mortar bar test (AMBT) according to NBR 15577-4 or ASTM C 1260, and the concrete prism test (CPT) according to NBR 15577-6 or ASTM C 1293. However, up to now, there is no consensus if they are reliable and efficient. This work presents the development of a new and accelerated concrete prism test called ABCPT (accelerate Brazilian concrete prism test) as an attempt to create a reliable test that can analyze and classify in only thirty days the potential reactivity of aggregates in the laboratory. For this research, six aggregates (granite from Embu das Artes, quartz cobstone from Tres Lagoas, two basalts from Americana and Birigui, milonite from Recife and Spratt limestone, from Canada) were used. The methods CPT and ABCPT were carried out with all the aggregates and a comparative analysis between both tests was performed. Petrographic analysis was carried out as well. The ABCPT seems to have a great potential to analyze and classify aggregates in the laboratory. Its correlation with CPT results at one year was quite good. However the ABCPT needs further testing with other lithologies to be confirmed as feasible.

**Keywords:** *Alkali-aggregate reaction, test methods, concrete prism test (CPT), accelerated Brazilian concrete prism test (ABCPT).*

## 1. PANORAMA DOS MÉTODOS DE ENSAIO NA PREVENÇÃO DA RAA

Sabe-se, atualmente, que a melhor solução técnico/econômica para se combater a reação álcali-agregado (RAA) é a prevenção e, sendo assim, torna-se necessário o desenvolvimento e o aprimoramento de métodos de ensaio de laboratório que consigam detectar a potencial reatividade de agregados de maneira prévia a sua utilização.

Diversos métodos de ensaio foram pesquisados e desenvolvidos através dos anos para testar a potencial reatividade de

agregados e da combinação cimento/agregados em laboratório. No entanto, muitos dos principais métodos utilizados pelo meio técnico/científico têm se mostrado não totalmente confiáveis, apresentando alguns resultados contraditórios entre o laboratório e o campo (SWAMY, 1992).

Dentre os métodos normatizados e atualmente utilizados, podem ser citados a análise petrográfica, o método acelerado de barras de argamassa (AMBT) e o método de prismas de concreto (CPT).

A análise petrográfica fornece importantes informações através de análise visual, microscopia estereoscópica e microscopia ótica. Esta análise pode ser realizada em agregados e concretos e, apesar de ser uma análise bastante necessária em ambos os casos, apenas a sua utilização para a caracterização da potencialidade reativa de um agregado não é suficiente, já que existem diversos fatores que podem influenciar na reação (OBERHOLSTER, 1985).

O método AMBT analisa a potencialidade deletéria de agregados e de combinações cimento/agregado através da análise das porcentagens de expansão de barras de argamassa. Embora altamente rápido e de fácil execução, este método de ensaio vem apresentando resultados denominados falso-negativos (agregados classificados como inócuos pelo ensaio e que demonstram comportamento reativo em campo) e falso-positivos (agregados classificados como reativos pelo ensaio e que demonstram comportamento inócuo em campo). Esses resultados vêm gerando inconfiabilidade na utilização deste método de ensaio.

O método de prismas de concreto (CPT) é o método mais confiável e que representa, de maneira mais fiel, as condições que o agregado irá encontrar em campo. Até agora não foram encontradas distorções de comportamento laboratório/campo para um mesmo agregado. No entanto, seu tempo de duração (1 ano) inviabiliza quase que totalmente sua utilização pelo mercado.

Este panorama de não consenso na utilização de um método de ensaio rápido e eficiente faz com que diversos pesquisadores se concentrem no estudo e desenvolvimento de métodos de ensaio na prevenção da RAA.

## 2. DESENVOLVIMENTO DE MÉTODOS ACELERADOS DE PRISMAS DE CONCRETO

Muitos pesquisadores tentaram desenvolver ensaios acelerados em concreto, através do aumento de temperatura do ensaio de prismas de concreto convencional (CPT). No entanto, a lixiviação ocorrida nestes ensaios, devido ao ambiente de armazenamento proposto pela norma ASTM C 1293, distorcia a resposta dos mesmos.

Por acreditar que ensaios realizados em concreto representam de maneira mais fiel as condições que um agregado normalmente encontra em campo e, tentando combater o fenômeno da lixiviação, alguns pesquisadores decidiram testar imersões de prismas de concreto (semelhantes aos utilizados no método CPT) em soluções de NaOH, NaCl ou, ainda, em água a 80°C (BERUBÉ, FRENETTE, 2003).

SHAYAN et al. desenvolveram um ensaio acelerado a 80°C onde os corpos-de-prova são confeccionados de maneira similar ao CPT, (tendo um equivalente alcalino superior - 1,35% de  $\text{Na}_2\text{O}_e$ ), sendo desmoldados após 24 horas e curados em câmara úmida durante três dias. Após este período, os prismas são imersos em uma solução de NaOH-1N. Os autores adotaram o período de 14 dias para análise das expansões dos prismas e o limite de 0,062% foi escolhido para a classificação da potencial reatividade dos agregados. Segundo os idealizadores do ensaio, a correlação de seus resultados com o método CPT e com o desempenho em campo de concretos confeccionados com um mesmo agregado não foi satisfatória (LEE, LIU & WANG 2004).

BERUBÉ & FRENETTE (2003) estudaram prismas de concreto similares ao CPT imersos, a 80°C, em soluções de NaCl e NaOH (com diversas concentrações); imersos em água; e expostos à umidade relativa (100%). Após análise dos resultados, os autores concluíram que:

- Em 1 mês, prismas de concreto imersos em NaOH já podem ser avaliados e, sendo assim, os agregados já podem ser classificados mediante a sua potencial reatividade;

- A diluição dos íons alcalinos dos prismas de concreto imersos em água faz com que suas expansões sejam menores do que às dos prismas imersos em solução (tanto de NaOH quanto de NaCl) e dos prismas submetidos à 100% de umidade relativa em qualquer idade analisada. Portanto, a imersão em água não é uma forma eficiente de acelerar o ensaio;

- Prismas de concreto imersos em NaCl podem gerar formação de cloroaluminatos (mecanismo expansivo), que, por sua vez, podem superestimar suas expansões, distorcendo a resposta do ensaio.

LEE, LIU & WANG (2004) desenvolveram um método acelerado de prismas de concreto imersos em solução a 80°C (ACPST). Neste ensaio, os corpos-de-prova são dosados de acordo com o método CPT (ASTM C 1293), no entanto, o ambiente de armazenamento e o procedimento operacional são realizados de acordo com o método AMBT (ASTM C 1260).

No desenvolvimento deste ensaio, foram testados 22 agregados que se encontram na China e seus resultados foram comparados com o método CPT. Os pesquisadores concluíram que a correlação entre os métodos CPT e ACPST aos 3 meses é excelente (0,90), muito embora a correlação a 1 mês já seja satisfatória (0,89).

Embora o ensaio tenha sido bastante inovador, segundo os próprios autores, este vem se mostrando um pouco severo quando comparado com o CPT, assim como com o desempenho em campo de concretos confeccionados com um mesmo agregado.

## 3. MÉTODO ACELERADO BRASILEIRO DE PRISMAS DE CONCRETO (ABCPT)

O método ABCPT, proposto pelos autores deste trabalho, foi desenvolvido devido à necessidade da análise e classificação da potencial reatividade de agregados em laboratório de maneira rápida e eficiente.

Baseando-se nos trabalhos previamente descritos, pôde-se perceber que a imersão de prismas de concreto em soluções extremamente alcalinas em altas temperaturas pode, em determinados casos, gerar re-

sultados não condizentes com a realidade. Por outro lado, imergir corpos-de-prova em água pode acarretar a diluição dos íons alcalinos presentes nos corpos-de-prova de concreto, fazendo com que os mesmos não tenham um comportamento condizente com o seu desempenho em campo.

Tentando minimizar o problema da “agressividade ambiente” e da diluição dos íons alcalinos, o método ABCPT tem como conceito básico a não ocorrência, ou a menor ocorrência possível de difusão entre o meio interno e externo dos corpos-de-prova, e, sendo assim, o ensaio é acelerado basicamente pela temperatura (80°C).

Para que a difusão seja mínima, a concentração alcalina equivalente  $Na_2O_{ei}$  (interna) tem que ser igual ou muito próxima à concentração alcalina  $Na_2O_{ee}$  (externa).

Como os prismas possuem em seu interior 1,25% de  $Na_2O_e$ , a solução deve ter também um total de 1,25% de equivalente alcalino (para que não ocorra difusão).

Portanto em:

100 ml de água → 1,25% de Equivalente Alcalino (1)

Logo, em um litro, há 12,5 gramas de NaOH.

Sendo a valência da hidroxila igual a 1 ( $OH^{-1}$ ), o hidróxido de sódio tem a “molaridade” igual a “normalidade”.

40g em 1 litro → 1M = 1N

12,5 g em 1 litro → x

x = 0,3125 N. (2)

Os corpos-de-prova são moldados de acordo com o método CPT (ASTM C 1293) e permanecem em câmara úmida durante as primeiras 24 horas. Após a desmoldagem, é feita a leitura de referência e eles são imersos em água por mais 24 horas a 80° C. Após este período, os prismas são imersos em solução alcalina de 0,3125 N a 80°C durante 1 mês. Leituras semanais (preferencialmente no mesmo horário) são feitas e as respostas são dadas como porcentagens de expansão.

Como a proposta do ABCPT é acelerar o ensaio apenas pela elevação da temperatura, não alterando o comportamento expansivo dos

agregados (quando comparado com o método CPT), o limite de expansão escolhido pelos autores para caracterizar efeitos deletérios provenientes da RAA foi de 0,04% a 1 mês.

## 4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 4.1 AMOSTRAS

Para o desenvolvimento desta pesquisa, foram utilizados os seis seguintes agregados:

#### GRANITO | EMBU DAS ARTES

O granito de Embu das Artes foi utilizado como agregado padrão, pois através de análise prévia pelo método AMBT (precozinado pela ASTM C 1260), foi classificado como inócuo.

#### BASALTOS | AMERICANA E BIRIGUI

Os basaltos de Americana e Birigui foram escolhidos devido ao fato de, geralmente, acusarem reatividade nos ensaios com barras de argamassa.

#### SEIXO DE QUARTZO | TRÊS LAGOAS

O seixo de quartzo é tido como um agregado altamente reativo, segundo resultados do laboratório da CESP de Ilha Solteira, tendo sido utilizado em testes prévios à construção da UHE Jupia.

#### MILONITO | RECIFE

O milonito foi escolhido devido ao danoso desempenho em campo demonstrado em obras (particularmente em blocos de concreto) na cidade do Recife.

#### CALCÁRIO | SPRATT, CANADÁ

O calcário de Spratt foi escolhido devido ao danoso desempenho em campo demonstrado em obras de infra-estrutura (pontes, túneis, muro, barreiras de concreto, etc) na cidade de Quebec - Canadá, além de ser o agregado padrão, ou seja, de desempenho conhecido, utilizado na calibração de ensaios de laboratório daquele país.

### 4.2 ENSAIOS REALIZADOS

Foram realizados os ensaios CPT, ABCPT e análise petrográfica com os seis agregados citados anteriormente.

Tabela 1 – Tabela resumo da análise petrográfica para os agregados pesquisados (NBR 15577-3)

Agregado	Reatividade potencial	Minerais reativos
Granito – Embu das Artes	Potencialmente reativo	Quartzo microcristalino
Basalto – Americana	Potencialmente reativo	Vidro vulcânico
Basalto – Birigui	Potencialmente reativo	Vidro vulcânico
Seixo de quartzo – Três Lagoas	Potencialmente reativo	Quartzo microcristalino
Milonito – Recife	Potencialmente reativo	Quartzo criptocristalino
Calcário – Spratt	Potencialmente reativo	Quartzo micro/criptocristalino

### ANÁLISE PETROGRÁFICA

A análise petrográfica foi realizada de acordo com a norma NBR 15577-3.

### MÉTODO CPT

O método CPT foi realizado de acordo com a norma NBR 15577-6. A resposta do ensaio em uma idade considerada é dada pela expansão média de três corpos-de-prova de concreto.

### MÉTODO ABCPT

Foram confeccionados dois corpos-de-prova de 7,5 x 7,5 x 28,5 cm com os seis agrega-

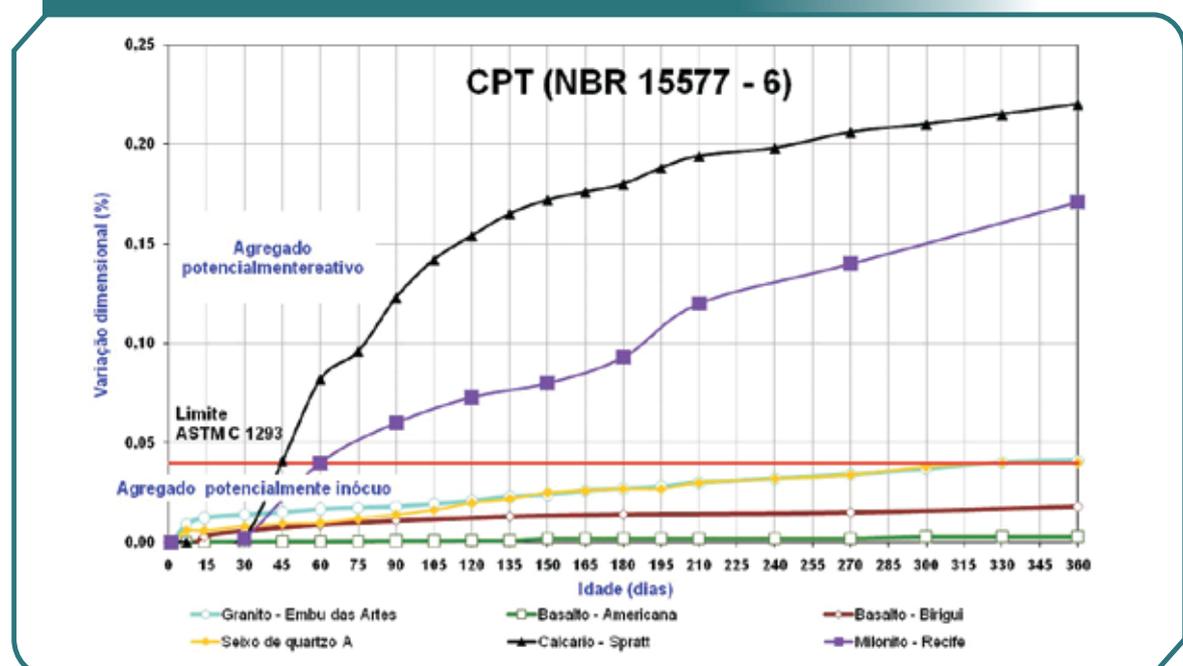
dos de acordo com a dosagem do método CPT (ASTM C 1293). Após a confecção, os prismas foram armazenados por 24 horas em câmara úmida, sendo então deformados e imersos em solução de NaOH - 0,3125 N a 80°C. Os prismas permaneceram imersos em solução durante 28 dias. Leituras semanais foram realizadas.

## 5. RESULTADOS

### 5.1 ANÁLISE PETROGRÁFICA

A Tabela 1 mostra os resultados da análise petrográfica de acordo com a NBR 15577-3.

Figura 1 – Curvas de expansão dos agregados estudados pelo método CPT



**Tabela 2 – Resumo da classificação dos agregados através do ensaio CPT preconizado pela NBR 15577-6**

Agregado	Expansão a 1 ano (%)	Reatividade potencial
Granito – Embu das Artes	0,04	Potencialmente reativo
Basalto – Americana	0,01	Potencialmente inócuo
Basalto – Birigui	0,00	Potencialmente inócuo
Seixo de quartzo – Três Lagoas	0,04	Potencialmente reativo
Milonito – Recife	0,17	Potencialmente reativo
Spratt – Quebec City	0,22	Potencialmente reativo

**MÉTODO CPT**

A Figura 1 apresenta a expansão média ao longo do tempo dos prismas confeccionados com os agregados em estudo através do método CPT.

Uma tabela resumo pode ser feita contendo a reatividade dos agregados em relação ao período de análise (1 ano).

**MÉTODO ABCPT**

A Figura 2 apresenta a expansão média ao longo do tempo dos prismas confeccionados com os agregados em estudo através do método ABCPT.

É possível visualizar que, aos 21 dias,

já seria possível a análise e classificação dos agregados estudados mediante este método. No entanto, levar o ensaio até os 28 dias (do ponto de vista de segurança) torna-se mais confiável.

**6. ANÁLISE COMPARATIVA**

Para a realização da análise comparativa entre métodos, foi elaborado um gráfico de quatro quadrantes (onde o eixo das abscissas representa um primeiro método e o eixo das ordenadas representa um segundo método). Implementando os respectivos limites dos métodos

**Figura 2 – Expansões através do tempo do método ABCPT**

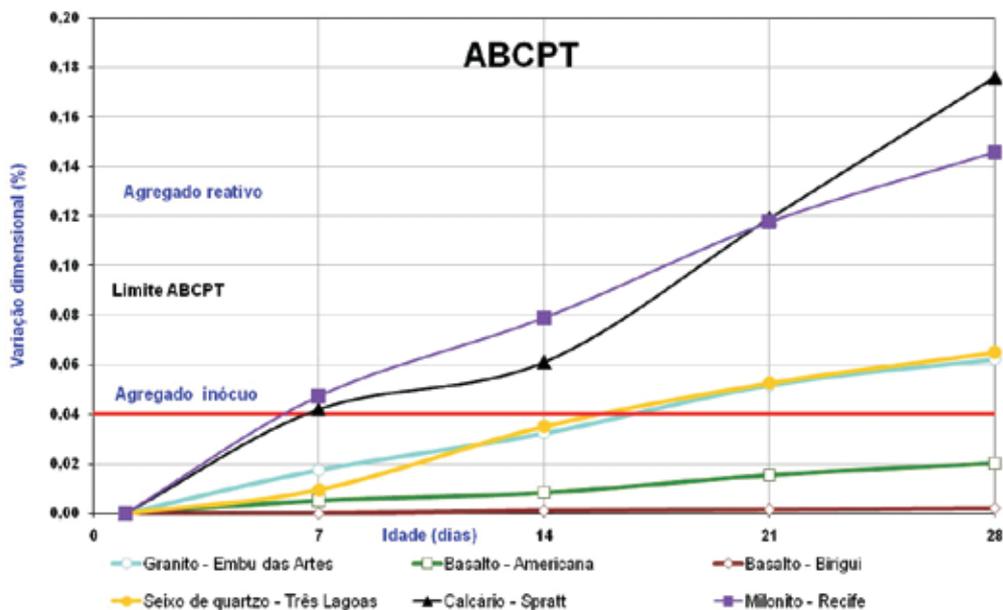


Tabela 3 – Reatividade dos agregados segundo a ABCPT

Agregados	Expansão a 1 mês (%)	Reatividade potencial
Granito – Embu	0,06	Reativo
Basalto – Americana	0,02	Inócuo
Basalto – Birigui	0,02	Inócuo
Seixo – Ilha Solteira	0,06	Reativo
Milonito – Recife	0,150	Reativo
Spratt – Quebec City	0,179	Reativo

(“um” e “dois”) de maneira perpendicular aos seus eixos, divide-se o gráfico em quatro quadrantes. O primeiro e terceiro quadrantes são regiões de discórdia de classificação de agregados mediante dois métodos, ou seja, caso um agregado se encontre nestas regiões significa que os dois ensaios que o testaram não o classificam da mesma maneira. Caso o agregado permaneça no segundo ou no quarto quadrante, existe boa correlação entre dois métodos analisados, ou seja, o agregado foi classificado equivalentemente mediante os dois ensaios. A Figura 3 apresenta uma análise com-

parativa entre os métodos CPT e ABCPT (28 dias).

Pode-se perceber que todos os agregados seriam classificados da mesma maneira, se a classificação fosse feita através do CPT e ABCPT, respectivamente a 1 ano e 1 mês (28 dias), mostrando este último bastante potencial. O coeficiente de correlação ( $R^2$ ) entre ensaios pode ser considerado bastante razoável (0,89 ou 89%), principalmente em se tratando de ensaios acelerados.

Como o método de ensaio é extremamente recente, sugere-se que este seja testado com mais agregados para sua futura confirmação. A Tabela 4 mostra a classificação geral

Figura 3 – Análise comparativa entre os ensaios CPT (1 ano) e ABCPT (28 dias)

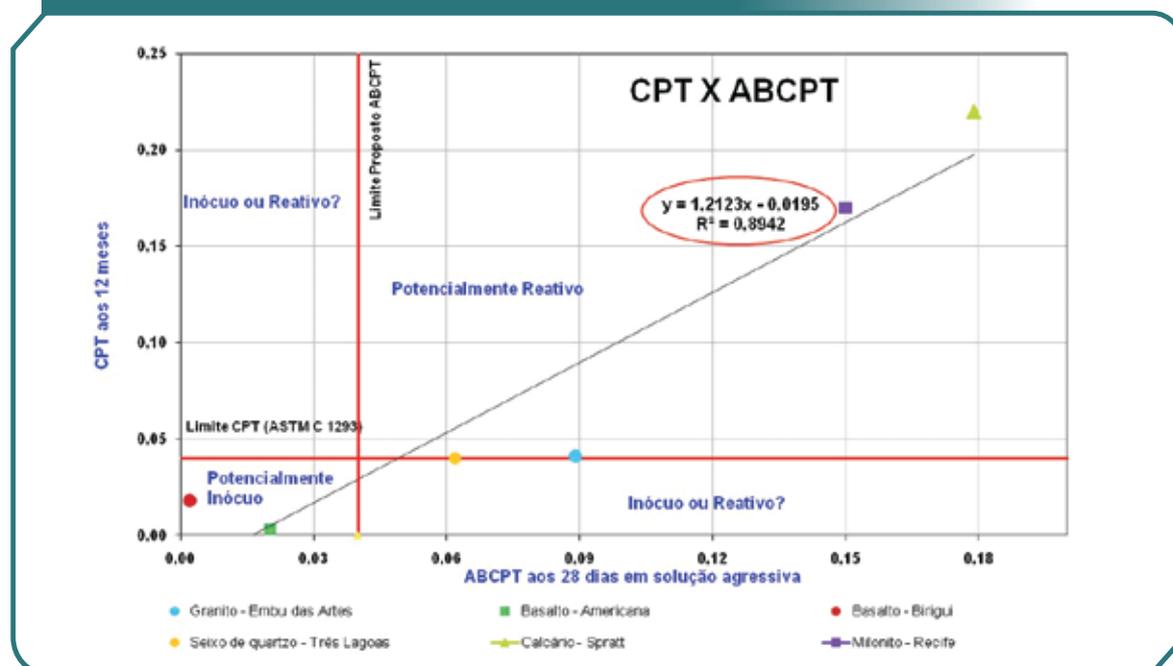


Tabela 4 – Classificação geral dos agregados

Ensaio	Granito Embu das Artes	Basalto Americana	Basalto Birigui	Seixo Ilha Solteira	Milonito Recife	Calcário Spratt
Análise petrográfica NBR 15577-3	Potencialmente reativo					
CPT NBR 15577-6	Potencialmente Reativo	Potencialmente Inócuo	Potencialmente Inócuo	Potencialmente Reativo	Potencialmente Reativo	Potencialmente Reativo
ABCPT 28 dias	Reativo	Inócuo	Inócuo	Reativo	Reativo	Reativo
Campo	?	?	?	Reativo	Reativo	Reativo

dos agregados mediante todos os ensaios, assim como o seu comportamento em campo.

## 7. CONCLUSÕES

Após as análises, pode-se concluir que:

- A análise petrográfica não é conclusiva (quantitativa), sendo apenas indicativa (qualitativa). Esta deve ser sempre complementada com outro método de ensaio;
- O método ABCPT mostrou ter bastante potencial para a análise da reatividade
- O coeficiente de correlação entre os métodos ABCPT e CPT (respectivamente a 1 ano e 28 dias) foi de 89% (0,89), o que pode ser considerado muito bom em se tratando de um ensaio acelerado;
- Para a real comprovação da eficiência do método ABCPT, torna-se necessária a realização de uma maior quantidade de ensaios.

potencial de agregados em laboratório e classificou todos os agregados testados de maneira equivalente ao CPT (método mais confiável existente);

## Referências Bibliográficas

- [1] SHAYAN, A; XU, A. Effects of cement composition and temperature of curing on AAR and DEF expansion in steam-cured concrete. 12<sup>a</sup> ICAAR - International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, p.773-788. Beijing, 2004.
- [2] OBERHOLSTER, R.E.; DAVIES, G. An Accelerated Method for testing The Potential Alkali Reactivity of Siliceous Aggregates. Cement and Concrete Research, vol. 16, pp. 181-189, 1986.
- [3] BERUBÉ, M.A.; FRENETTE, J. Testing Concrete for AAR in NaOH and NaCl solutions at 38°C and 80°C. Cement and Concrete Composites, vol.16, pp. 189-198, 2003.
- [4] SWAMY, R.N; HAMADA, H; TANIKAWA, S; LAIW, J.C. Influence of Protective Surface Coating on the Structural Behavior of ASR-Affected RC Beams under Sustained Loading. 12<sup>a</sup> ICARR - International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, p.1235-1243. Beijing, 2004.
- [5] LEE, C.; LIU, C.C.; WANG, C.W. An Accelerated Concrete Prism Soaking Test for Evaluating the Alkali-Reactivity of Aggregates. 12<sup>th</sup> International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete. Beijing, China, 2004.
- [6] SANCHEZ, L.F.M., KUPERMAN, S.C., HELENE, P.R.L. ABCPT (Método acelerado Brasileiro de prismas de concreto). Congresso Brasileiro do Concreto (IBRACON), Salvador, Brasil, Setembro, 2008.
- [7] SANCHEZ, L.F.M., KUPERMAN, S.C., HELENE, P.R.L., KIHARA, Y. Trials to correlate the accelerated mortar bar test, the standard and the accelerated concrete prism tests. 13<sup>th</sup> Congresso Internacional de Reação Álcali-Agregado em Concreto (ICAAR), Noruega, Junho, 2008. ■



**SE VOCÊ ANUNCIA EM VEÍCULOS  
NÃO-FILIADOS AO IVC É ASSIM:  
VOCÊ NUNCA SABE EXATAMENTE  
PELO QUE ESTÁ PAGANDO.**

O IVC é o responsável pela auditoria de circulação nos principais jornais e revistas do país. É ele quem oferece informações de circulação confiáveis para seu planejamento de mídia. Não corra o risco de ter seu anúncio publicado em menos exemplares do que foi comprado. Anuncie em veículos filiados ao IVC.

**IVC**  
INSTITUTO VERIFICADOR DE CIRCULAÇÃO  
www.ivc.org.br | Tel.: (21) 2263-7791



# 52º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO

IBRACON 2010  
FORTALEZA - CEARÁ

**13 a 17 de outubro de 2010**

**Centro de Convenções  
Fortaleza - CE**

## IBRACON

O IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto é uma organização técnico-científica de defesa e valorização da engenharia. Seu objetivo é proporcionar aos profissionais e empresas da cadeia de produção do concreto e de seus materiais constituintes conhecimentos e informações que assegurem a qualidade, a durabilidade, a segurança e a sustentabilidade no setor construtivo.

Para esse fim, realiza cursos, eventos e certificação de pessoal; edita publicações e revistas; promove comitês técnicos; e incentiva a divulgação de pesquisas científicas e tecnológicas.

## Feira Brasileira das Construções em Concreto – FEIBRACON

A feira vai reunir empresas nas áreas de energia, construção, materiais e produtos construtivos, ferramentas e equipamentos numa área de exposição no 52º Congresso Brasileiro do Concreto. Além de seus produtos e serviços, as empresas têm a chance de oferecer palestras técnico-comerciais aos participantes (categoria patrocinador)

### INFORMAÇÕES SOBRE ESTANDES

### E PATROCÍNIOS

**Arlene Lima**

**Tel.: 11-3735-0202**

**e-mail: [arlene@ibracon.org.br](mailto:arlene@ibracon.org.br)**

## TEMAS

- 1 – Gestão e Normalização**  
(Management and Standardization)
- 2 – Materiais e Propriedades**  
(Materials and Properties)
- 3 – Projeto de Estruturas**  
(Structural Design)
- 4 – Métodos Construtivos**  
(Construction Methods)
- 5 – Análise Estrutural**  
(Structural Analysis)
- 6 – Materiais e Produtos Específicos**  
(Specific Products)
- 7 – Sistemas Construtivos Específicos**  
(Specific Construction Systems)

## DATAS IMPORTANTES

Envio de Resumos	<b>até 15/03/2010</b>
Aceitação de Resumos	<b>até 19/03/2010</b>
Envio de Artigos	<b>até 28/05/2010</b>
Aceitação de Artigos	<b>até 25/06/2010</b>
Envio de Revisão de Artigos	<b>até 23/07/2010</b>
Evento	<b>13 a 17 de outubro de 2010</b>

### Informações

**Site:** [www.ibracon.org.br](http://www.ibracon.org.br)

**Fone/Fax:** +55 11 3735-0202

**Fax:** +55 11 3733-2190

**e-mail:** [office@ibracon.org.br](mailto:office@ibracon.org.br)

### Comissão Organizadora

Rua Julieta do Espírito Santo Pinheiro, 68

Bairro Jardim Olímpia

São Paulo – SP – Brasil

05542-120

**JÁ CONQUISTAMOS  
A ADESÃO DESSA  
PAREDE. AGORA  
SÓ FALTA A SUA.**

VEDAPREN PAREDE é uma pintura impermeável, ideal para proteger as paredes contra a ação da chuva, além de impedir o surgimento de manchas e bolor. Oferece grande aderência e durabilidade, podendo ser aplicado sobre reboco, fibrocimento e massa acrílica. Com VEDAPREN PAREDE, a água bate e volta.

**VEDACIT®**

IMPERMEABILIZANTES

[www.vedacit.com.br](http://www.vedacit.com.br)



**VEDAPREN  
PAREDE**

ACRÍLICO  
BRANCO

PINTURA IMPERMEÁVEL CONTRA BATIDAS DE CHUVA

**TRIPLA  
AÇÃO**

Sela,  
impermeabiliza e  
dá acabamento.



**Evita e elimina a infiltração  
em paredes externas.**

PESO LÍQUIDO