

REFORÇO E REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS

SOLUÇÕES PARA RECUPERAÇÃO DE PONTES, VIADUTOS, EDIFICAÇÕES E FACHADAS



IBRACON
Instituto Brasileiro do Concreto

Ano XLIV

82

ABR-JUN
2016

ISSN 1809-7197
www.ibracon.org.br



PERSONALIDADE ENTREVISTADA

ANTONIO CARMONA FILHO:
LIÇÕES SOBRE REFORÇO E
REABILITAÇÃO DE OBRAS

ENTIDADES DA CADEIA

UNIÃO PARA INSPEÇÃO,
MANUTENÇÃO E RECUPERAÇÃO
DAS CONSTRUÇÕES

INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

RECUPERAÇÃO DO
VIADUTO SANTO AMARO

Esta edição é um oferecimento das
seguintes Entidades e Empresas



Adote concretamente

a revista **CONCRETO & Construções**



Instituto Brasileiro do Concreto

Organização técnico-científica nacional de defesa e valorização da engenharia civil

Fundado em 1972, seu objetivo é **promover e divulgar conhecimento sobre a tecnologia do concreto e de seus sistemas construtivos para a cadeia produtiva do concreto**, por meio de publicações técnicas, eventos técnico-científicos, cursos de atualização profissional, certificação de pessoal, reuniões técnicas e premiações.

Associe-se ao IBRACON! Mantenha-se atualizado!

- Receba gratuitamente as quatro edições anuais da **revista CONCRETO & Construções**
- Tenha descontos de até **50%** nas **publicações técnicas do IBRACON** e de até **20%** nas **publicações do American Concrete Institute (ACI)**
- Descontos nos eventos promovidos e apoiados pelo **IBRACON**, inclusive o **Congresso Brasileiro do Concreto**
- Oportunidade de participar de **Comitês Técnicos**, intercambiando conhecimentos e fazendo valer suas **opiniões técnicas**

Fique bem informado!

 www.ibracon.org.br

 facebook.com/ibraconOffice

 twitter.com/ibraconOffice

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

ADITIVOS



ARMADURA



ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO



Escola Politécnica - USP



RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL



Pires | Giovanetti | Guardia
Tratamento de Infiltrações



ADIÇÕES



JUNTAS



EQUIPAMENTOS



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



I.a.falcão bauer



CONSTRUTORAS



CIMENTO



LafargeHolcim



FÓRMAS



GOVERNO



PETROBRAS



CONCRETO





CRÉDITOS CAPA

SEQUÊNCIA DE REFORÇO E REABILITAÇÃO DE PIER DE ATRACAÇÃO COM DANOS DE CORROSÃO DE ARMADURAS. CARMONA SOLUÇÕES DE ENGENHARIA

SEÇÕES

- 7 Editorial
- 9 Coluna Institucional
- 10 Converse com IBRACON
- 12 Encontros e Notícias
- 14 Personalidade Entrevistada: Antonio Carmona Filho
- 38 Entidades da Cadeia
- 97 Acontece nas Regionais



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 Pedrosa - MTB 41.728
fabio@ibracon.org.br

PUBLICIDADE E PROMOÇÃO

→ Arlene Regnier de Lima Ferreira
arlene@ibracon.org.br

PROJETO GRÁFICO E DTP

→ Gill Pereira
gill@elemento-arte.com

ASSINATURA E ATENDIMENTO

office@ibracon.org.br

GRÁFICA

Ipsis 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 2016 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

→ Guilherme Parsekian (alvenaria estrutural)

COMITÊ EDITORIAL – MEMBROS

- Arnaldo Forti Battagin (cimento e sustentabilidade)
- Bernardo Tutikian (tecnologia)
- Eduardo Millen (pré-moldado)
- Enio Pazini de Figueiredo (durabilidade)
- Ercio Thomas (sistemas construtivos)
- Evandro Duarte (protendido)
- Frederico Falconi (projetista de fundações)
- Guilherme Parsekian (alvenaria estrutural)
- Helena Carasek (argamassas)
- Hugo Rodrigues (cimento e comunicação)
- Inês L. da Silva Battagin (normalização)
- Íria Lícia Oliva Doniak (pré-fabricados)
- José Martins Laginha Neto (projeto estrutural)
- José Tadeu Balbo (pavimentação)
- Nelson Covas (informática no projeto estrutural)
- Paulo E. Fonseca de Campos (arquitetura)
- Paulo Helene (concreto, reabilitação)
- Selmo Chapira Kuperman (barragens)

IBRACON

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



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

Julio Timerman

DIRETOR 1º VICE-PRESIDENTE

Túlio Nogueira Bittencourt

DIRETOR 2º VICE-PRESIDENTE

Luiz Prado Vieira Junior

DIRETOR 1º SECRETÁRIO

Antonio D. de Figueiredo

DIRETOR 2º SECRETÁRIO

Carlos José Massucato

DIRETOR 1º TESOUREIRO

Claudio Sbrighi Neto

DIRETOR 2º TESOUREIRO

Nelson Covas

DIRETORA DE MARKETING

Íria Lícia Oliva Doniak

DIRETOR DE EVENTOS

Bernardo Tutikian

DIRETORA TÉCNICA

Inês Laranjeira da Silva Battagin

DIRETOR DE RELAÇÕES INSTITUCIONAIS

Paulo Helene

DIRETOR DE PUBLICAÇÕES E DIVULGAÇÃO TÉCNICA

Eduardo Barros Millen

DIRETORA DE PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

Leandro Mouta Trautwein

DIRETOR DE CURSOS

Enio José Pazini Figueiredo

DIRETORA DE CERTIFICAÇÃO DE MÃO DE OBRA

Gilberto Antônio Giuzio

ESTRUTURAS EM DETALHES

23 Resumo das alternativas de reforço de estruturas de concreto armado

31 Soluções de reforço de fundações de pontes com tabuleiros alargados

INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

40 Recuperação e reabilitação estrutural do Viaduto Santo Amaro

49 Retrofit da estrutura de um edifício com mais de 50 anos

58 Patologia e recuperação de revestimentos de argamassa em fachadas

65 Reforço de marquises de concreto armado

69 Recuperação estrutural de ginásio de esportes

PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

75 Reforço em pilares retangulares com PRF e tirantes de aço

81 Aderência com epóxi e pinos de aço no reforço de estruturas de concreto

88 Macacos planos da avaliação de alvenarias com blocos vazados de concreto

NORMALIZAÇÃO TÉCNICA

94 ABNT NBR 6118:2014 é norma de padrão internacional



Será que a Engenharia está, de fato, aprendendo com os acidentes?

Caro leitor,

Há meses atrás o Comitê Editorial desta Revista decidiu dedicar esta edição ao tema de Reforço e Reabilitação de Estruturas. Coincidência cruel do destino fez ocorrer neste momento o colapso parcial da Ciclovia Tim Maia, no Rio de Janeiro, na tarde do dia 21 de abril, com a morte confirmada de duas pessoas, entre elas um engenheiro.

O trágico ocorrido põe em xeque a capacitação técnica do poder público para gerir o processo de contratação e fiscalização; questiona, uma vez mais, o papel do sistema CREA/CONFEA; escancara a fragilidade da engenharia nacional ao país; e, abala a credibilidade desta no exterior.

As críticas começam na concepção ou projeto básico, ao se verificar que, segundo o Manual de Projeto Geométrico de Travessias Urbanas do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), publicado em 2009, as ciclovias de mão dupla devem ter largura aconselhável de 3m, sendo admitido, no mínimo, 2,4m. O referido Manual não contempla circulação de pedestres junto com ciclovia de duas mãos. Como explicar que a Ciclovia Tim Maia tenha apenas 2m de largura, seja de mão dupla e também se destine a pedestres?

Acidentes anteriores de grandes proporções, como o colapso da Estação Pinheiros do METRO de São Paulo e o de barragens de rejeitos em Minas Gerais, têm demonstrado a insuficiente capacitação dos quadros técnicos do serviço público, paulatinamente desmobilizados, privatizados ou terceirizados.

Em recente incêndio ocorrido em viaduto urbano, uma comissão técnica, constituída pelas Entidades líderes do setor (IBRACON, ABECE e ALCONPAT), pode constatar a reduzida equipe de servidores públicos, teoricamente responsáveis pela gestão dos inúmeros viadutos e pontes da cidade de São Paulo. Felizmente uma capacitada equipe de profissionais pode auxiliar o poder público e a estrutura será não apenas reforçada, mas também reabilitada. Detalhes sobre esse projeto são apresentados nesta edição.

Por outro lado, não parece razoável que a segurança, qualidade e durabilidade dos projetos e obras, devam ser tão dependentes de uma Fiscalização pública. A função precípua da administração pública é ser proba, ética, capaz, enxuta e eficiente. O mesmo também vale para o setor privado, quando contratado pela Administração. A segurança em si da obra é de responsa-

bilidade exclusiva do contratado, assim como ele deve executar a obra com eficiência e rigor, seguindo as normas técnicas e as regras de bem construir.

O ideal é reduzir o peso do setor público e não tem sentido jogar sobre ele a responsabilidade pela fiscalização da qualidade dos projetos e obras. Uma vez colocado à disposição da Engenharia os recursos necessários à realização de projetos e obras, o resultado, o produto final entregue à sociedade, deve ser seguro, durável e de qualidade compatível à expectativa.

A profissão do engenheiro é considerada de “Confiança Pública”, assim como a de um médico. Nossos clientes, a sociedade, acreditam que faremos obras seguras e duráveis, ou seja, a sociedade confia ao comprar um apartamento para morar com sua família, ou transitar sobre um viaduto. Presume que aquela obra foi projetada e construída com segurança, assim como confia na medicação prescrita por um médico. É inconcebível trair essa confiança precipua.

Junto com a ABECE e ALCONPAT, nosso Instituto criou, em 2014, o Programa Nacional de Redução de Riscos e Aumento da Vida Útil de Estruturas de Concreto, também conhecido como Programa Edificação + Segura, oferecendo curso de capacitação na arte de inspeção, vistoria, diagnóstico e correção de problemas patológicos.

Inscrever-se e participar desse Curso não é obrigatório, e, depende da consciência dos engenheiros e arquitetos e das empresas do setor (públicas e privadas), assim como da auto-crítica de cada um com relação a seu saber. Da mesma forma é importante se juntar, voluntariamente, a Congressos, Reuniões, Cursos, Comitês Técnicos e Eventos, além de adquirir e produzir publicações, exigir Certificação de mão de obra. Enfim, é fundamental participar ativa e positivamente desse movimento de crescimento do conhecimento.

Será que basta estar presente às atividades do IBRACON? Infelizmente a história e as más ocorrências têm demonstrado que não. É preciso um maior controle da habilitação profissional por parte do CREA/CONFEA, que não pode habilitar na formatura, e de forma vitalícia um profissional, e, também não deveria conferir as mesmas habilitações a profissionais recém-formados e a engenheiros sêniores.



É preciso também melhorar o aprendizado da Boa Engenharia, introduzindo disciplinas de Patologia, Diagnóstico, Inspeções, Fiscalização, Controle, Reabilitação, assim como Ética e Responsabilidade profissional e social, nos cursos de Graduação. É necessário aumentar a oferta de cursos de especialização, mestrado e doutorado, fazendo valer o conceito de Educação Continuada. É preciso ainda ficar claro que não é correto colocar em concorrência a execução de uma obra com base em um Projeto Básico, nem escolher apenas pelo preço mínimo (Lei 8.666/93), sem distinguir entre competências. O correto é colocar em concorrência uma obra somente após existir um Projeto Executivo, que tenha sido adequadamente apropriado nos seus quantitativos. Também não é aconselhável que o sistema de Fiscalização e Controle da Qualidade seja contratado pelo Construtor. Contratar pelo sistema “porteira fechada, tudo incluído (*turn key*)” pressupõe um risco enorme de insucesso. O ideal é sempre ter pelo menos 3 cabeças pensantes, com poderes equivalentes nas decisões e independentes entre si: a do Projetista, a do Construtor e a do Controle e Consultoria. É preciso ainda um enorme esforço na elaboração e atualização do acervo de normas técnicas, como as recentemente criadas de inspeção de pontes e de inspeção predial. A ABNT NBR 6118:2014 incluiu a recomendação e importância da revisão de

projeto ou avaliação técnica do projeto (ATP), que se bem empregada no caso da Ciclovia poderia ter evitado essa tragédia. A atividade profissional do advogado se baseia nas leis e a do engenheiro, nas normas técnicas, que precisam ser corretas, atuais e, ao mesmo tempo, respeitadas nos projetos e obras. E norma não é só da ABNT, mas também do IPR, do Ministério do Trabalho, da Petrobrás, das Prefeituras, do Estado, e outras. Todas devem ser do conhecimento do engenheiro. A Lei 8.078/90, mais conhecida como Código de Defesa do Consumidor, é clara e explícita não permitindo a nenhum profissional de engenharia usar o argumento de que “*eu não sabia*”... Há muito ainda por fazer. Juntos no IBRACON e nas Entidades representativas do setor, unidos e muitos, seremos mais fortes, mais ágeis e mais capazes de mudar o quadro atual. Registre-se com satisfação que apesar de todos os percalços e acidentes, ainda há muita engenharia de excelência disponível e praticada no Brasil. Vários casos de soluções para avaliação, reforços e reabilitações de estruturas de concreto são relatados nesta edição. Vamos em frente...

PAULO HELENE

CONSELHEIRO PERMANENTE | DIRETOR DE RELAÇÕES INSTITUCIONAIS

A INDÚSTRIA DE ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS NO BRASIL TEM VIABILIZADO IMPORTANTES PROJETOS.



As vantagens deste sistema construtivo, presente no Brasil há mais de 50 anos:

- Eficiência Estrutural;
- Flexibilidade Arquitetônica;
- Versatilidade no uso;
- Conformidade com requisitos estabelecidos em normas técnicas ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas);
- Velocidade de Construção;
- Uso racional de recursos e menor impacto ambiental.

CONHEÇA NOSSAS AÇÕES INSTITUCIONAIS
E AS EMPRESAS ASSOCIADAS.

www.abcic.org.br


Associação Brasileira da Construção
Industrializada de Concreto

Conferência Internacional será oportunidade para atualizar conhecimento sobre RAA

O material de construção mais utilizado pela humanidade é o concreto: estima-se que atualmente mais de 18 bilhões de toneladas de concreto sejam consumidas anualmente, o que resulta numa média de consumo de aproximadamente três toneladas por ano por habitante. Para sua aplicação segura são consideradas suas propriedades mecânicas, fundamentalmente suas resistências à compressão, tração, cisalhamento e torção. Porém, não se deve descuidar de outros dois aspectos muito relevantes na aplicação: sua durabilidade e o seu módulo de deformação adequados às características das obras.

O IBRACON tem como missão principal disseminar a tecnologia do concreto e as melhores práticas da engenharia relacionadas com ela. Isso é feito exaustiva e cotidianamente desde 1972, ano de fundação do IBRACON, por meio de suas revistas, das edições do Congresso Brasileiro do Concreto (cuja 58ª edição vai acontecer em outubro deste ano, no Minascentro, em Belo Horizonte), de documentos técnicos redigidos por especialistas associados ao Instituto, como práticas recomendadas, e dos cursos de atualização e palestras técnicas promovidos em sua sede em São Paulo e nas regionais espalhadas pelo Brasil.

A enorme versatilidade do concreto faz com que ele esteja presente em obras nos mais variados ambientes, com graus diferentes de agressividade, como plataformas de petróleo no mar, bases de torres de transmissão em florestas tropicais, em estruturas de sustentação de minas profundas e em ambientes industriais ricos em efluentes e gases/vapores, que interagem patologicamente com a maioria dos materiais de construção. Assim, a durabilidade do concreto, tanto em obras convencionais como em obras especiais, merece continuamente estar no foco das atividades do IBRACON

A reação álcali-agregado (RAA), reação química entre os álcalis do cimento e os agregados reativos, na presença de



água, formando um gel expansivo que pode vir a causar a deterioração do concreto endurecido, é conhecida desde a década de 50. Em anos recentes o entendimento da RAA passou por uma grande transformação, em que a RAA deixou de ser um problema associado à construção de barragens para ser um problema geral das construções e daqueles que buscam construir com qualidade e durabilidade. Isto porque inúmeras manifestações patológicas em obras civis convencionais espalhadas pelo território nacional, a exemplo de outras tantas pelo mundo, têm sido inequivocamente ligadas à ocorrência da

RAA, agravadas, em alguns casos, por uma outra patologia associada, denominada etringita tardia ou etringita secundária, cristais formados na matriz cimentícia num momento distante do processo de hidratação do cimento, que podem levar à formação de tensões nesta matriz, causando a fissuração do concreto.

Pela importância do tema para a durabilidade do concreto, o IBRACON, junto com a UNESP de Ilha Solteira, está organizando a décima quinta edição a Conferência Internacional sobre a Reação Álcali-agregado (15º ICCAR). A Conferência, a ser realizada de 3 a 7 de julho, no Hotel Maksoud Plaza, em São Paulo, vai contar com a apresentação de mais de 150 trabalhos de pesquisa sobre a RAA pelos maiores especialistas internacionais no tema. Com isso, espera-se que a 15º ICCAR seja um ambiente propício para a troca de experiências e informações sobre prevenção, diagnóstico e correção dessa patologia. O evento conta com o apoio de grandes empresas nacionais, institutos e centros de pesquisa, e universidades nacionais e internacionais. As inscrições estão abertas e podem ser feitas através do site www.ibracon.org.br.

PROF. CLÁUDIO SBRIGHI NETO

DIRETOR-TESOUREIRO DO IBRACON

E MEMBRO DA COMISSÃO ORGANIZADORA DO 15º ICAAR

HOMENAGENS PÓSTUMAS

Prof. Odd Gjorv

Com muito pesar o IBRACON tomou conhecimento do falecimento do querido e saudoso Professor Odd E. Gjorv no último dia 16 de fevereiro.

O professor Odd Gjorv finalizou seus cursos de Mestrado, PhD e Doutorado em Ciências (DSc) em 1958, 1961 e 1971, respectivamente. De 1959 a 1969, foi pesquisador associado do Norwegian Institute of Technology (NTH), precursor do reconhecido Norwegian Institute of Science and Technology (NTNU), em Trondheim, Noruega, onde passou a ocupar, desde 2015, a posição de Professor Emérito. Tendo sido pesquisador associado no Massachusetts Institute of Technology (MIT) e na University of California at Berkeley (UCB), entre 1969 e 1971, ele ingressou na NTNU em 1971, onde ocupou o cargo de Chefe do Departamento de Materiais de Construção e formou um grande número de mestres e doutores em tecnologia de concreto.

De 1971 a 1995, envolveu-se continuamente no desenvolvimento e construção de todas as plataformas marítimas de concreto para exploração de petróleo e gás no Mar do Norte. Sua pesquisa inclui materiais avançados de concreto e construção em concreto, assim como durabilidade e desempenho

de estruturas de concreto em ambientes severos. Nos últimos anos estava atuando como colaborador internacional no programa Infraestrutura Submersa e Cidade do Futuro Submersa, da Universidade Tecnológica Nanyang, em Cingapura.

Publicou mais de 400 artigos científicos e dois livros, tendo contribuído para muitos outros livros profissionais. Recebeu vários prêmios e honrarias internacionais por suas pesquisas.

Odd era membro da Academia de Ciências Tecnológicas da Noruega desde 1979, "fellow" do American Concrete Institute (ACI) e do Instituto Americano de Concreto, desde 1989. Gjorv participou intensamente de eventos científicos no Brasil, brindando o meio técnico-científico brasileiro com palestras e discussões memoráveis. Esteve no congresso CINPAR, em Fortaleza, 2012, e nos Congressos Brasileiros do Concreto (CBC), do IBRACON, em Natal e Bonito, respectivamente em 2014 e 2015. No 57º CBC, em Bonito, o professor Odd ministrou uma



palestra no II Simpósio sobre Durabilidade das Estruturas de Concreto, aulas no Curso Internacional IBRACON-LatRilem sobre Corrosão das Armaduras do Concreto e lançou a tradução do seu livro "Projeto da Durabilidade de Estruturas de Concreto em Ambientes de Severa Agressividade", com supervisão técnica dos professores Enio Pazini Figueiredo e Paulo Helene.

Pelo que representava para engenharia internacional e pelo valioso relacionamento científico, profissional e de amizade que o Professor Odd Gjorv mantinha com o Brasil, o IBRACON lamenta profundamente sua perda e envia sinceras condolências a sua família, em especial a sua esposa Kari, que também esteve em Bonito.

ÊNIO PAZINI FIGUEIREDO, DIRETOR DE CURSOS DO IBRACON E MEMBRO DO COMITÊ EDITORIAL

Dacio Carvalho

O falecimento do Prof. Eng. Dacio Carvalho, em Novembro de 2015, foi uma enorme surpresa para todos os que o conheceram. Dacio faleceu, dormindo. Não sofreu, não teve convulsões, faleceu sem que tivesse consciência disso. Faleceu como qualquer um de nós gostaria que acontecesse consigo mesmo. Na véspera de seu falecimento, ainda falou por telefone com Nelson Covas, um colega de São Paulo, nada deixando transparecer que algo de anormal poderia ocorrer com ele naquele dia. No dia seguinte, Nelson Covas ficou estupefato com a notícia, julgando não ser verdadeira. Nem poderia imaginar tal acontecimento tão repentino.

Todos os que o conheceram julgavam que ele era natural do Ceará, terra onde viveu a maior parte de sua vida, familiar e profissional. Ele nasceu em Teresina, no Piauí, em 21 de agosto de 1952. Tinha, portanto, apenas 62 anos bem vividos.

A lacuna deixada por Dacio dificilmente será compreendida por qualquer engenheiro do ramo de estruturas. Dacio sempre foi muito dedicado à profissão, sempre respeitou os regulamentos que regiam seus trabalhos de Engenharia, nunca teve desavenças com colegas, que também não teriam motivos para isso, e, sempre que podia, atendia aos congressos e simpósios de engenharia pelo Brasil afora.

Dacio fez seus estudos primários no



Piauí, no Colégio Cearense, mas cedo mudou-se para Fortaleza, onde sempre viveu. Casou-se em 22 de janeiro de 1977 com 25 anos, com uma conterrânea, Mariana Helena Silva, com quem teve 4 filhos, todos batizados com a letra M: Marilena, Mariana Luiza, Marina e Marcelo. Este último formou-se em Engenharia Civil e foi seu companheiro de escritório, que permanece ativo sob sua direção.

Os estudos de Dacio foram sempre coroados de muito êxito. Recebeu seu diploma de engenheiro Civil em 1975 e graduou-se em Matemática na Universidade Estadual do Ceará em 1977, ano de seu casamento. Seu escritório profissional havia sido fundado um ano antes, em 1976, e recebeu a denominação "Dacio Carvalho Soluções Estruturais Ltda" (com a sigla DCSE Ltda.).

Além de ser um profissional atuante, foi também professor, começando a lecionar Projetos Estruturais de Edificações (Uni-

versidade Federal do Ceará) e também na UNIFOR (Universidade de Fortaleza).

Dacio completou seus estudos com vários cursos de pós-graduação no Brasil e nos Estados Unidos, onde sempre participava de Congressos e Simpósios. Apenas como recordação seja aqui mencionada sua palestra na Universidade Nebraska Lincoln em agosto de 2003, sobre o tema "Contemporary Engineering and Architecture in Brazil".

Algumas das publicações de Dacio são:

- ▶ A "Matemática do Vestibular", editora do Colégio Cearense Sagrado Coração;
- ▶ Diversos artigos na revista Estrutura;
- ▶ Diversos artigos técnicos para o TQS News.

Seus numerosos projetos são muito conhecidos em Fortaleza e um deles recebeu o Prêmio Talento de Engenharia Estrutural de 2011: Landscape Beira-Mar (na Av. Beira-Mar 2450, em Fortaleza). Este edifício tem sido considerado "o cartão postal de Fortaleza".

Muito mais poderia e deveria ser dito a respeito das realizações de Dacio Carvalho. Este é apenas um resumo de suas atividades.

Dacio amigo, descanse em paz, com a glória de ter cumprido com enorme sucesso sua bela missão!

AUGUSTO CARLOS VASCONCELOS, ASSESSOR DA PRESIDÊNCIA DO IBRACON 

SITE SOBRE O CONCRETO

Foram recentemente disponibilizadas na internet as apresentações das palestras do Prof. Paulo Monteiro sobre o concreto. São mais de 2000 slides, que podem ser acessado no endereço eletrônico <http://monteiro.ce.berkeley.edu/lectures.html>, constituindo-se num rico acervo didático este

material compósito, seus componentes e propriedades. O Paulo Monteiro é professor e pesquisador na Universidade da Califórnia, em Berkeley, sendo coautor do livro "Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais", editado e comercializado pelo IBRACON.

IABMAS 2016

A 8ª Conferência Internacional sobre Manutenção, Segurança e Gerenciamento de Pontes (IABMAS 2016) será realizada em Foz do Iguaçu, no Brasil, de 26 a 30 de junho de 2016, sendo organizada pela Associação Internacional para Manutenção e Segurança de Pontes (IABMAS, na sigla em inglês), tendo o apoio da Universidade de São Paulo (USP).

A Conferência será composta por 18

simpósios, que discutirão temas, como avaliação do ciclo de vida de pontes em ambientes agressivos com base em seu desempenho, modelagem e monitoramento de pontes, reabilitação e manutenção de pontes, aspectos geotécnicos e estruturais das fundações de pontes, entre outros. 17 Sessões especiais sobre desafios impostos aos proprietários e operadores pelo envelhecimento da infra-

estrutura, colapsos repentinos e não esperados, normalização da qualidade para pontes rodoviárias, uso de tecnologias da informação pela engenharia de pontes, reforço de pontes com concreto ultra-alto desempenho, entre outros temas, também vão integrar a Conferência.

As inscrições no local.

→ **Informações:**

www.iabmas2016.org

ICAAR 2016

Promovida pelo IBRACON e pela Universidade Estadual Paulista (UNESP) de Ilha Solteira, a 15th International Conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR) vai acontecer em São Paulo, de 3 a 7 de julho.

Serão apresentados 150 trabalhos técnico-científicos, tendo como temas principais:

mecanismos da RAA, fatores que afetam a RAA, ensaios de reatividade potencial, medidas preventivas, diagnóstico e reparo, casos de deterioração, efeitos estruturais da RAA, monitoramento e modelagem, reparos e medidas mitigadoras, concreto afetado pelos mecanismos acoplados de RAA e formação retardada de etringita.

As sessões serão organizadas paralelamente nos seguintes eixos temáticos: físico-química da RAA; tecnologia de prevenção, monitoramento e reparos; e modelagem da RAA.

As inscrições no local.

→ **Informações:**

<http://ibracon.org.br/icaar/>

Concrete Show 2016 homenageia Ruy Ohtake

A feira *Concrete Show South America Brazil* completa 10 anos de vida. Promovida pela UBM e co-organizada pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), a *Concrete Show* é uma das maiores feiras de negócios em tecnologia de sistemas à base de cimento e de concreto. Sua 10ª edição vai ser realizada de 24 a 26 de agosto, no São Paulo Expo.

Este ano o estande da ABCP na *Concrete Show*, com espaço de 275 m², chamado de Concespaço: o Lounge do Conhecimento, reunindo cerca de 30 entidades da cadeia produtiva do concreto, terá seu projeto desenvolvido pelo Arq. Ruy Ohtake, que será homenageado por sua destacada carreira e por seus renomados projetos e obras em concreto. O arquiteto fará também a conferência magna do *Concrete Congress*, conjunto de



O presidente da ABCP, Renato Giusti (dir.), conversa com o arquiteto Ruy Ohtake sobre o projeto do estande

seminários de conteúdo técnico que integra a feira.

O IBRACON vai participar do Concespaço, apresentando ao público da feira seus produtos e serviços, como suas publicações técnicas, certificação de mão de obra, comitês técnicos e o Congresso Brasileiro do

Concreto, evento técnico-científico sobre a tecnologia do concreto e seus sistemas construtivos.

Segundo o diretor de comunicação da ABCP e assessor da presidência do IBRACON, Eng. Hugo Rodrigues, “a presença de modo destacado do IBRACON na *Concrete Show*

2016, em parceria com a ABCP e o arquiteto Ruy Ohtake, reforça a importância do Instituto e de seu relevante papel técnico na produção e aplicação com qualidade do material, colaborando de modo inequívoco para a manutenção da hegemonia do concreto na construção civil brasileira”.

58º Congresso Brasileiro do Concreto

O Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON promove, de 11 a 14 de outubro, em Belo Horizonte, o 58º Congresso Brasileiro do Concreto, fórum nacional de divulgação e debates sobre a tecnologia do concreto e seus sistemas construtivos.

O evento objetiva divulgar as pesquisas científicas, tecnológicas e as



inovações sobre o concreto e as estruturas de concreto, em termos de materiais e suas propriedades, gestão e normalização, análise e projeto estrutural, métodos e sistemas construtivos, controle tecnológico e sustentabilidade.

As inscrições para o evento podem ser feitas a preços promocionais no site www.ibracon.org.br.

Workshop internacional debate as tendências para a normalização do concreto reforçado com fibras

Com expressiva participação do meio técnico nacional, foi realizado no último 08 de abril, na Universidade de São Paulo, o primeiro evento internacional do CT 303 - Comitê Técnico IBRACON/ABE-CE – Uso de materiais não convencionais

para estruturas de concreto, fibras e concreto reforçado com fibras.

O evento tratou de temas como caracterização, ensaios e especificação das fibras, sua aplicabilidade em concreto estrutural e diretrizes de projeto de estruturas

de concreto reforçado com fibras.

Exemplos de aplicação em outros países foram apresentados por especialistas internacionais e discutiu-se as possibilidades de avançar na normalização brasileira nessa área.



OBTENHA GRANDES VÃOS E REDUZA CERCA DE **30% NOS CONSUMOS DE CONCRETO E AÇO** EM SUA OBRA

A ATEX®, pioneira no Brasil em fôrmas para lajes nervuradas, está sempre inovando e aprimorando sua qualidade para atender cada vez melhor o mercado.

A ATEX® disponibiliza a maior gama de fôrmas com mais de 92 opções para que seu projeto se adeque às mais diferentes exigências e normas do mercado.



ABNT 15200

As lajes ATEX® atendem as exigências da NBR 15200 da ABNT.

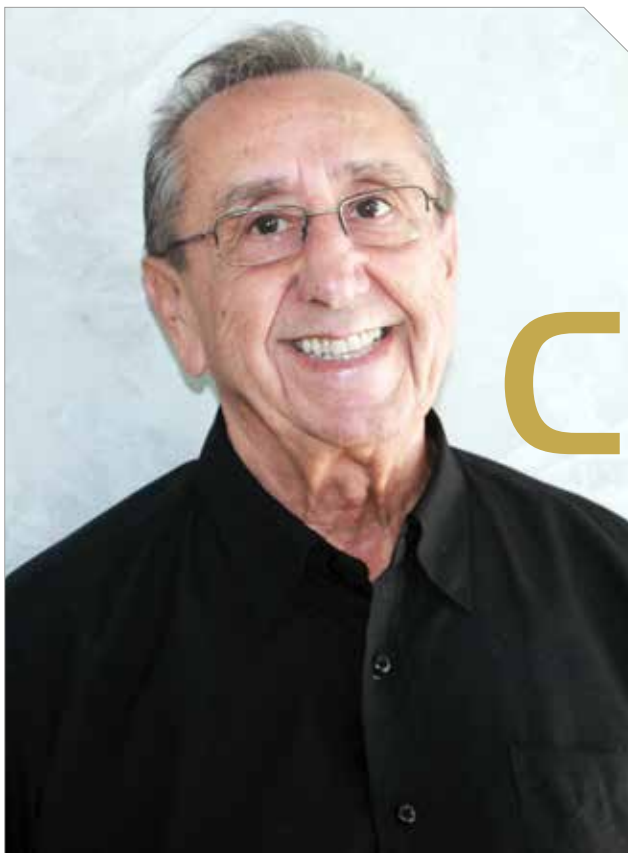


ABNT 15575-3

Atendem a Norma de Desempenho NBR 15575-3 Acústica.



ATENDEMOS TODO O BRASIL
0800 979 3611
www.atex.com.br



Antonio Carmona Filho

Antonio Carmona Filho é engenheiro civil pela Escola de Engenharia da Universidade Mackenzie (1968). Realizou cursos de pós-graduação em estruturas na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (1971-1975), em patologia das estruturas de concreto e controle de qualidade das estruturas de concreto no Instituto Eduardo Torroja, em Madrid, em 1985, e em estruturas pré-fabricadas na Escola Técnica Superior da Universidade de Madrid no mesmo ano. Em 1998, tornou-se doutor em Engenharia de Materiais pela Universidade Mackenzie. Fundou a empresa Exata Engenharia e Assessoria em 1975, onde foi diretor técnico até recentemente quando resolveu fundar com seus filhos a Carmona Soluções de Engenharia, que atua na área de projetos e consultoria para

obras novas e de recuperação e reforço de obras. Paralelamente à sua atuação no mercado de construção civil, Carmona seguiu uma carreira acadêmica. Foi titular da disciplina de concreto e de patologia das construções na Faculdade de Engenharia da Fundação Armando Álvares Penteado (1976 a 1993) e professor em disciplinas relacionadas à área de estruturas, na Universidade Anhembi Morumbi (1994 a 1999), onde atuou também como coordenador do Curso de Engenharia, de 1999 a 2002. Membro da comissão de métodos, materiais e sistemas de manutenção e reabilitação na Federação Internacional do Concreto (fib), desde 1999, Carmona foi fundador da Associação Latino-Americana de Controle da Qualidade e Patologia da Construção Civil (Alconpat), em 1985, por quem foi homenageado por sua carreira técnica e científica em 2003.

IBRACON – NO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL NA UNIVERSIDADE MACKENZIE, VOCÊ OPTOU PELA ÁREA DE ESTRUTURAS. APÓS SUA GRADUAÇÃO EM 1968, VOCÊ TRABALHOU EM PROJETOS DE ESTRUTURAS

POR VÁRIOS ANOS ATÉ QUE, A PARTIR DE 1985, VOCÊ ESPECIALIZOU-SE EM PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES E EM REFORÇO E RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS. POR FIM, SEU MESTRADO E DOUTORADO NOS ANOS

1990 FORAM EM ENGENHARIA DE MATERIAIS. COMO VOCÊ EXPLICA ESTA GUINADA DA ENGENHARIA DE ESTRUTURAS PARA A ENGENHARIA DOS MATERIAIS?
ANTONIO CARMONA FILHO – Eu sempre



tive muito interesse por assuntos teórico-práticos, como a engenharia civil, a física e a matemática. Matriculei-me no Mackenzie em 1963, quando eram admitidos apenas 120 alunos, no curso de Engenharia Civil. Na minha vida estudantil nunca tive dúvidas de que queria conhecer bem e trabalhar na área de estruturas. Por isso, nos dois últimos anos do curso, cursei as disciplinas com ênfase em estruturas. Nessa época, eu já era estagiário no Escritório Técnico Arthur Luiz Pitta, empresa de projetos estruturais cujo titular era meu professor na disciplina de concreto. Lá fiquei de 1967 até 1975, quando parti para minha carreira de empresário, fundando a empresa Exata Engenharia e Assessoria Ltda. Desde então, comecei a tomar conhecimento e me interessar pelos materiais de alto desempenho. Os conhecimentos nesta área na época eram totalmente incipientes no Brasil e embasados na bibliografia estrangeira, principalmente nos livros do professor Manuel Fernandez Cánovas e nos trabalhos e artigos editados pelo professor Paulo Helene. Apaixonei-me pelo tema e comecei a fazer reparos e, principalmente, reforços estruturais para obras de alguns clientes. Naqueles dias, o possível em termos de reparo e reforço era o aumento de seção da estrutura ou a utilização de chapas metálicas coladas. O Professor Cánovas foi convidado pelo seu ex-aluno no Instituto Eduardo

Torroja, em Madrid, na Espanha, Professor Paulo Helene, para ministrar um curso de patologia das estruturas na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Nesta oportunidade, o professor Cánovas convidou-me para fazer o curso na Espanha. Em 1985, com grande sacrifício pessoal e familiar, parti para a Espanha, com esposa e três filhos, e realizei o *Curso de Estudios Mayores de la Construcción*. Nascia uma amizade muito intensa e profícua com o Prof. Cánovas, que perdura até hoje. Para adquirir grande quantidade de conhecimentos num curto espaço de tempo, realizei vários cursos extracurriculares, como o curso de pós-graduação em estruturas pré-moldadas na *Escuela Técnica Superior da Universidade de Madrid*, onde conheci os professores José Calavera Ruiz e Álvaro Garcia Meseguer, com os quais nutri também uma profícua amizade. Infelizmente, o Prof. Meseguer já é falecido. Para entender melhor os processos que acontecem nos materiais em seus aspectos físicos e químicos, ingressei no curso de pós-graduação em engenharia de materiais, na Escola de Engenharia Mackenzie, em 1992, sempre com olhos voltados aos fenômenos que se desenvolvem na área de recuperação e reforço. Sinceramente estou convicto de que foi uma escolha acertada, pois consegui entender muitas coisas que, para mim, eram obscuras e,

principalmente, tive uma melhor noção de como se pode formular um material, partindo das características de seus constituintes.

Atualmente, juntamente com meus três filhos (Thales, Tiago e Thomas), que sempre me acompanharam e auxiliaram durante toda a minha vida, fundamos a empresa Carmona Soluções de Engenharia Ltda, em dezembro de 2015. Atuamos na área de projetos de recuperação e reforço, executamos também projetos e consultoria para obras novas, aliando nossa experiência prática e conhecimento teórico.

IBRACON – A PARTIR DE SUA EXPERIÊNCIA DE MAIS DE 30 ANOS NA ÁREA DE PATOLOGIA E RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS, É POSSÍVEL INDICAR QUAIS PRINCIPAIS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS OCORREM EM OBRAS DE EDIFICAÇÕES, DE INFRAESTRUTURA E EM OBRAS DE ARTE?

ANTONIO CARMONA FILHO – As principais manifestações que temos observado em todos esses anos em obras de edificação são as seguintes:

- ▶ Corrosão das armaduras e de peças em aço;
- ▶ Fissuras nos elementos de concreto e nos fechamentos, principalmente alvenarias;
- ▶ Manchas nos elementos das edificações e;
- ▶ Umidade e infiltrações.

IBRACON – AS CAUSAS DAS PATOLOGIAS TÊM PRINCIPALMENTE QUAL ORIGEM, NO



NAQUELES DIAS [DÉCADA DE 1970], O POSSÍVEL EM TERMOS DE REPARO E REFORÇO ERA O AUMENTO DE SEÇÃO DA ESTRUTURA OU A UTILIZAÇÃO DE CHAPAS METÁLICAS COLADAS



“

IDENTIFICAMOS QUE O MAIOR ‘PROBLEMA’ ESTÁ NA EXECUÇÃO DAS OBRAS E, EM SEGUIDA, NAS DEFICIÊNCIAS NOS PROJETOS

”

PROJETO, NA EXECUÇÃO, NOS MATERIAIS EMPREGADOS?

ANTONIO CARMONA FILHO – Isso é uma longa discussão e muito já se pesquisou e se escreveu sobre esse assunto que, segundo meu entendimento, é de difícil avaliação, pelo fato de que muitas vezes não se pode dizer com clareza e convicção qual foi a origem efetiva dos danos à estrutura.

De qualquer maneira, na avaliação que fizemos no passado, procuramos analisar muito bem os dados cadastrados, identificamos que o maior “problema” está na execução das obras e, em seguida, nas deficiências nos projetos. Sempre estudamos cada caso como um novo caso e da forma menos tendenciosa possível. Essa afirmação pode parecer contraditória, se comparada aos dados tradicionais de pesquisas estrangeiras, que situam a maior parte das falhas

na etapa de projeto. Mas, a realidade brasileira é bastante distinta, devido ao nível de instrução de nossa mão de obra ainda ser significativamente baixo, não somente por conta dos operários da construção civil, mas também dos engenheiros formados pelas universidades brasileiras. É uma triste conclusão, porém, verdadeira.

IBRACON – QUAIS AS RECOMENDAÇÕES PREVENTIVAS BÁSICAS QUE PODERIAM TER SIDO SEGUIDAS PARA EVITAR OU MINIMIZAR ESSAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS, QUE PUDESSEM SERVIR COMO REFERÊNCIAS PARA O SETOR CONSTRUTIVO BRASILEIRO?

ANTONIO CARMONA FILHO – Preparação cultural básica do trabalhador da construção civil, uma vez que, sem ela, não há como um trabalhador estar minimamente preparado para exercer as suas funções e ser treinado para as tarefas de âmbito mais técnico. Adicionalmente a essa instrução básica, deverá ser agregada uma

cultura técnica básica e treinamentos em princípios humanos, sociais, ambientais e de responsabilidade civil, pois sem isso, o trabalhador não conseguirá discernir qual será a finalidade

e a abrangência humana de seus atos e as consequências de seus possíveis erros.

Finalmente, as pessoas que são responsáveis por orientar e fiscalizar o que os operários da construção realizam “*in loco*” deverão ter tempo suficiente de vivência e convivência no canteiro de obras, para o objetivo principal de informar/repassar aos profissionais executores os métodos construtivos e as diretrizes definidas pelo Engenheiro Projetista.

IBRACON – COM BASE NESTA MESMA EXPERIÊNCIA PROFISSIONAL, QUAL É SUA AVALIAÇÃO DA ORDEM DE IMPORTÂNCIA DOS PRINCIPAIS PROBLEMAS E TRANSTORNOS ACARRETADOS AOS USUÁRIOS DESSAS OBRAS COM MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS?

ANTONIO CARMONA FILHO – São:

- ▶ Riscos humanos desnecessários por rupturas localizadas ou globais;
- ▶ Gastos financeiros desnecessários por falhas e defeitos que poderiam e deveriam ser evitados durante o processo construtivo;
- ▶ Perda do valor dos imóveis por problemas que reduzem a vida útil e causam perda da boa apresentação estética deles.

IBRACON – FALTA NO PAÍS UMA CULTURA DE PRESERVAÇÃO DE SEU PATRIMÔNIO CONSTRuíDO? COMO ISTO PODE SER MUDADO NO CURTO, MÉDIO E LONGO PRAZO?

ANTONIO CARMONA FILHO – Sem dúvida, existe uma falta de cultura de preservação do patrimônio.



Eflorescências e armações corroídas em estrutura nervurada de concreto armado



Quanto às edificações, podemos dizer que aquelas que pertencem à classe média e alta, em geral estão bem conservadas. Talvez o único pecado associado a esta faixa da sociedade é uma falta de cultura preventiva e programada, visto que a manutenção, na grande maioria dos casos, é relegada ao último plano, dentro daquela filosofia de que “quando quebrar, não funcionar ou ficar com aspecto muito ruim toma-se uma providência”. O correto seria haver uma manutenção com intervenções ou observações programadas, através de um manual próprio para cada edificação e com uma assistência, em termos gerais, por parte do poder público.

Mas, sem dúvida, o maior problema está em nível governamental, onde o caso é do tipo “pronto socorro”: a grande maioria dos casos chega quando o paciente já faleceu e, nesse caso, não é uma pessoa ou família que sofre o impacto dessa falta de cultura conservacionista, mas é a grande massa da população, que depende da infraestrutura pública em bom estado e funcionando adequadamente para servi-la.

A cultura conservacionista começa com a normatização adequada, leis bem definidas e sanções rigorosas para quem não as cumpre, bem como com investimento correto e adequado do poder público, com licitações para os serviços de manutenção. E

manutenção das obras deve visar à qualidade dos serviços, não aos menores preços, nem à obtenção de vantagens particulares ou desvios de recursos públicos, o que esvazia as finanças governamentais e “entrega” serviços mal executados à comunidade.

IBRACON – QUAIS AS PRINCIPAIS ETAPAS, PROCEDIMENTOS E ENSAIOS ENVOLVIDOS NA RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DETERIORADAS?

ANTONIO CARMONA FILHO – As etapas ideais para realizar um trabalho de recuperação quando se observa um dano são as seguintes:

- ▶ Definir, em função da experiência, através de uma visita à obra, a importância e periculosidade dos danos;
- ▶ Verificar se existem danos que não foram observados e/ou não informados pelo cliente;
- ▶ Decidir, em função do observado, se é o caso de se realizar uma intervenção emergencial, como um reparo ou reforço rápido ou um escoramento (lembrando sempre que, posteriormente, devem ser definidas as próximas intervenções);
- ▶ Realizar uma coleta de informações que caracterizem melhor as causas dos danos (todos os projetos, controle de qualidade da obra, informar-se sobre quais foram os profissionais projetistas, qual a



Ensaio de potencial elétrico de corrosão em elemento de concreto armado

construtora executora da obra, quem gerenciou a obra, livro de anotações de obra, etc...);

- ▶ Realizar ensaios de campo e laboratoriais, além de cálculos adicionais, para estabelecer com clareza a origem dos danos;
- ▶ A partir dos elementos disponíveis, definir a causa dos danos e definir a melhor abordagem para corrigi-la;
- ▶ Detalhar métodos, materiais e forma de eliminar a origem dos danos, por meio de reparos e reforços estruturais, de acordo com cada caso;
- ▶ Produzir, além da especificação detalhada com desenhos, as planilhas de quantidades para que seja possível a cotação de preços dentro de uma base única;
- ▶ Implementar a obra necessária para eliminar a origem dos danos e os reparos necessários - essa

“

O CORRETO SERIA HAVER UMA MANUTENÇÃO COM INTERVENÇÕES OU OBSERVAÇÕES PROGRAMADAS, ATRAVÉS DE UM MANUAL PRÓPRIO PARA CADA EDIFICAÇÃO E COM UMA ASSISTÊNCIA POR PARTE DO PODER PÚBLICO

”



Execução de trabalhos de reparo em Silo de Carvão, na Colômbia

execução deve ser acompanhada por profissionais experientes nesse tipo de intervenção.

IBRACON – QUANDO A NECESSIDADE DE REFORÇO ESTRUTURAL TEM ORIGEM EM PATOLOGIA DE FUNDAÇÕES, QUE SOLUÇÕES DEVEM SER USADAS?

ANTONIO CARMONA FILHO – Obviamente a primeira providência é contratar a orientação de um consultor especializado em fundações, para que se defina uma opção de reparo/reforço mais ajustada, tanto no aspecto técnico quanto econômico.

O uso de estacas de reação é a solução mais comum, pois, em geral, em fundações os espaços físicos são bastante limitados para o trabalho. A segunda opção são as estacas do tipo “raiz”, por conta dos mesmos motivos.

IBRACON – AS EMPRESAS BRASILEIRAS DO SEGMENTO DE RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL TÊM ADOTADO AS TÉCNICAS E TECNOLOGIAS MAIS AVANÇADAS PARA O RESTABELECIMENTO DAS FUNCIONALIDADES DE UMA ESTRUTURA DE CONCRETO DETERIORADA? ELAS TÊM TIDO ACESSO AOS PRODUTOS E MATERIAIS DE PONTA DO SETOR? QUAIS PRODUTOS E MATERIAIS SÃO ESSES? QUAL É SUA

AValiação DESSAS TÉCNICAS, TECNOLOGIAS, PRODUTOS E MATERIAIS QUANTO À SUA EFICÁCIA?

ANTONIO CARMONA FILHO

– As empresas brasileiras estão bastante atualizadas com relação às técnicas e ao conhecimento dos materiais “top de linha” para reparo e reforço, com exceção de algumas áreas muito específicas.

O material de ponta, no geral, deverá ser importado do exterior, o que é perfeitamente possível, porém, para sua utilização, algumas intercorrências podem nos obrigar a reduzir o seu emprego. Exemplo: a falta de conhecimento, o custo elevado (taxa de câmbio e alfândega) e a demora na entrega, por conta do processo de importação.

Os materiais das marcas mais conhecidas no mercado nacional têm boa qualidade e correspondem à sua especificação de catálogo, pois, em geral, são materiais com ótimo controle de qualidade de fabricação, além do fato de que essas empresas oferecem suporte técnico adequado ao consumidor, o que é muito importante aos usuários desses materiais.

IBRACON – QUAIS OS CASOS DE RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO EMBLEMÁTICOS EM QUE VOCÊ PARTICIPOU?

POR QUE SÃO EMBLEMÁTICOS?

ANTONIO CARMONA FILHO – A recuperação, reforço e acompanhamento técnico da execução de dois Silos de Carvão na Colômbia, com as seguintes particularidades:

- ▶ Considerados os maiores do mundo para esse tipo de produto;
- ▶ Local com altas temperaturas, ao redor dos 40 graus Celsius;
- ▶ Época em que as guerrilhas estavam no seu auge e os deslocamentos em terra eram sempre acompanhados de escolta ostensivamente armada;
- ▶ Por conta das características da obra, os acessos eram muito rigorosos quanto à segurança.

E a recuperação e reforço de estrutura de suporte de importante Ginásio de Esportes no Brasil, com as seguintes particularidades:

- ▶ Sério problema de segurança estrutural devido às altas cargas envolvidas;
- ▶ Estrutura de apoio com reação álcali-agregado de alta velocidade de reação.

IBRACON – SUA EMPRESA TEM SE ESPECIALIZADO EM RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS SUBMERSAS, COMO A REABILITAÇÃO DE ESTACAS DE PIÉRES. QUAIS OS PRINCIPAIS DESAFIOS NA RECUPERAÇÃO DESSAS ESTRUTURAS? QUAIS PRODUTOS E TECNOLOGIAS TÊM SIDO USADOS NA REPARAÇÃO DELAS?

“

AS EMPRESAS BRASILEIRAS ESTÃO BASTANTE ATUALIZADAS COM RELAÇÃO ÀS TÉCNICAS E AO CONHECIMENTO DOS MATERIAIS ‘TOP DE LINHA’ PARA REPARO E REFORÇO

”



“ HÁ DIFICULDADE DE ENCONTRAR NO MERCADO EQUIPAMENTOS DE APOIO À INSPEÇÃO E EXECUÇÃO DE OBRAS, PASSÍVEIS DE OPERAÇÃO COM AR COMPRIMIDO, OU HIDRÁULICOS, UMA VEZ QUE NÃO SÃO PERMITIDOS EQUIPAMENTOS MOVIDOS À ELETRICIDADE EM OBRAS MARINHAS ”

ANTONIO CARMONA FILHO – Realmente temos tido a oportunidade de atuar com grande ênfase em portos, o que culminou por nos promover uma larga experiência na área, principalmente no que tange à recuperação de estacas cravadas em leito marinho, utilizadas geralmente como suporte para os píeres de movimentação de cargas e atracação de navios.

Os principais desafios que enfrentamos ao iniciar as atividades nessa área foram:

- ▶ Inspeccionar a parte da estrutura com variação da maré, em geral utilizando barcos de pequeno porte movidos a remo e, em espaço confinado, usando uma plataforma, muitas vezes com parte do corpo submerso na água do cais;
- ▶ Utilização de equipamentos de nossa propriedade para ensaios “*in loco*” (equipamentos sofisticados e de alto custo), sujeitando-os a danos por conta da proximidade da água marinha;
- ▶ Dificuldade de encontrar no mercado equipamentos de apoio à inspeção e execução de obras, passíveis de operação com ar comprimido, ou hidráulicos, uma vez que não são permitidos (por motivos de segurança) equipamentos movidos à eletricidade em obras marinhas;
- ▶ Dificuldade para encontrar o equipamento e também de utilizar o hidrojato para limpeza das estacas, com pressões suficientes

para esse trabalho, uma vez que a utilização de materiais abrasivos é proibida, pois existe o risco de contaminação do leito marinho;

- ▶ Na parte submersa, existe uma lacuna muito significativa relacionada à enorme dificuldade de encontrar mergulhadores bem treinados e com capacidade de analisar tecnicamente as inspeções submersas e, posteriormente, as obras de reparo - em várias oportunidades, principalmente no início de nossas atividades nesse segmento, foram meus próprios filhos, Tiago e Thomas Carmona (ambos habilitados em mergulho profissional), que “submergiram” para avaliar e fiscalizar o trabalho abaixo da superfície; atualmente há equipes de profissionais treinados e capacitados sob a nossa tutela.

Os materiais que, em geral, são utilizados nesses trabalhos são:

- ▶ Massas epoxídicas compatíveis com altas umidades e para utilização submersa;
- ▶ Grautes e microconcretos de alta resistência e compacidade, com aditivos que permitem a sua utilização abaixo do nível da água,

sem que haja prejuízo de suas características ou aparecimento de vazios;

- ▶ Argamassas de alta resistência e compacidade;
- ▶ Tintas e “*primers*” de base epóxi, compatíveis com umidade;
- ▶ Ânodos de sacrifício para aumento da vida útil estrutural, uma vez que essas estruturas permanecerão expostas a um meio ambiente de altíssima agressividade.

IBRACON – EM ALGUNS CASOS, O USUÁRIO PRECISA ALTERAR O USO PREVISTO NO PROJETO ORIGINAL, O QUE LEVA À NECESSIDADE DE REABILITAÇÃO DA ESTRUTURA, NÃO PROPRIAMENTE REFORÇO. SÃO COMUNS EXEMPLOS DESSE TIPO DE TRABALHO?

ANTONIO CARMONA FILHO – A mudança de uso previsto, em geral leva a um reforço estrutural, pois a mudança na distribuição de espaços e redistribuição de cargas não previstas



Danos severos por corrosão de armaduras, incluindo o seccionamento das barras, em pier de atracação

“

POR TEREM PERMANECIDO EXPOSTAS ÀS INTEMPÉRIES OU AMBIENTES AGRESSIVOS, EXISTIRÁ A NECESSIDADE DE REABILITAÇÃO, AO OPTAR-SE PELA REATIVAÇÃO

”

umentaria o risco no desempenho das estruturas ou de acidentes estruturais.

O mais comum são obras que ficaram semiconstruídas, ou prontas e abandonadas, sem manutenção durante anos por motivos diversos. Por terem permanecido expostas às intempéries ou ambientes agressivos, existirá a necessidade de reabilitação, ao optar-se pela reativação. Nesse momento, haverá a necessidade de tornar as estruturas novamente utilizáveis e “zelar” pela garantia da vida útil prevista no projeto original. No âmbito da indústria, é muito comum a troca de tecnologia, compra de equipamentos de maior capacidade e, conseqüentemente, a necessidade de reforços e alterações estruturais.

IBRACON – O QUE FALTA PARA O BRASIL AVANÇAR NUMA NORMATIZAÇÃO PRÓPRIA PARA OS ENSAIOS DE DIAGNÓSTICO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS E PARA OS PROCEDIMENTOS ADEQUADOS

DE RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO? QUAL SUA OPINIÃO SOBRE A ABNT NBR 7680:2015 – “CONCRETO-EXTRAÇÃO, PREPARO, ENSAIO E ANÁLISE DE TESTEMUNHOS DE ESTRUTURAS DE CONCRETO”? ELA ATINGIU SEUS OBJETIVOS OU FOI SÓ UM PRIMEIRO PASSO A SER CONTINUADO?

ANTONIO CARMONA FILHO – Alguma coisa de normatização básica já se fez em termos de ensaios básicos, principalmente os ensaios não destrutivos, mas temos ainda muito a avançar nessa área. O que se faz necessário é que os especialistas dediquem parte de seu tempo para levar adiante esse trabalho e que os órgãos de normatização e os fabricantes de materiais e equipamentos específicos forneçam incentivos a essas iniciativas muito importantes, para que as metodologias e ensaios sejam melhores definidos quanto à sua utilização.

Acredito que, neste momento, a ABNT NBR 7680:2015 atingiu perfeitamente

as necessidades e tem maturidade para a finalidade a que se propõe. No entanto, não resta dúvida de que as normas são dinâmicas e as revisões e atualizações representam uma constante necessidade,

pois o desenvolvimento tecnológico assim o exige.

IBRACON – ALÉM DE TER SIDO PROFESSOR DA DISCIPLINA DE PATOLOGIA NA FUNDAÇÃO ARMANDO ALVARES PENTEADO, NA ESCOLA POLITÉCNICA E NA UNIVERSIDADE ANHEMBI MORUMBI, VOCÊ MINISTROU CURSOS SOBRE A ÁREA PARA ASSOCIAÇÕES PROFISSIONAIS E EMPRESAS. COMO VOCÊ AVALIA O ENSINO DE GRADUAÇÃO NO QUE DIZ RESPEITO A TÉCNICAS PARA EVITAR MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO? VOCÊ ACHA NECESSÁRIA UMA DISCIPLINA SOBRE O ASSUNTO, OU FICA MESMO PARA UMA PÓS-GRADUAÇÃO? QUAL É SUA AVALIAÇÃO DO NÍVEL DE CONHECIMENTO SOBRE PATOLOGIA E RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DOS PROFISSIONAIS DO SETOR CONSTRUTIVO BRASILEIRO?

ANTONIO CARMONA FILHO – Vejo que a universidade deve se preocupar em orientar e aprimorar as questões de garantia da qualidade das construções em suas grades curriculares e em fomentar no estudante o senso de responsabilidade, para que ele deixe a Universidade com o espírito combativo e responsável. Isto é, pronto para não aceitar a realização de obras de má qualidade pela simples imposição de contratantes inescrupulosos, cuja única preocupação é manter prazos e custos baixos, sem a devida preocupação com a qualidade, com a estética e com a durabilidade das construções.

Tanto nos cursos e nas palestras que temos oportunidade de ministrar,



Trabalhos de recuperação e reforço em estrutura de acostagem

sempre pronunciamos, com certo pesar, que a construção civil padece de não ter mão de obra de alta qualidade e, portanto, diante desse cenário, os engenheiros, os técnicos e também as empresas devem compensar esta deficiência oferecendo capacitação e suporte aos profissionais dentro e fora do canteiro de obra, para que a qualidade seja atingida em todos os níveis da cadeia produtiva.

IBRACON – COMO VOCÊ ENCARA A QUESTÃO ÉTICA NOS TRABALHOS DE INSPEÇÃO E PROJETOS DE RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS? O RESPONSÁVEL POR EVENTUAIS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DEVE SER ENVOLVIDO? EM QUAIS CIRCUNSTÂNCIAS?

ANTONIO CARMONA FILHO – Entendo que cada atividade tem sua parcela correspondente de responsabilidade. Esta é uma questão que nos preocupa muito, pois o nosso dia a dia tem sido a convivência com irregularidades que se produzem em obras civis. A regra é:

- ▶ Adquirir conhecimento e experiência para realizar uma boa análise do problema, no sentido de não “penalizar” um inocente dentro do processo;
- ▶ Um erro não pode ser ignorado e deve ser corrigido, de preferência no menor espaço de tempo possível, para que outras consequências (geralmente mais desastrosas) não venham a

acontecer no futuro;
▶ Cuidados devem ser tomados no sentido de não macular a imagem da pessoa

que tenha infelizmente cometido o engano, pois erros são humanos e, na maioria das vezes, não intencionais;

- ▶ Erros precisam ser corrigidos segundo a responsabilidade de cada participante no processo, que deve utilizar a experiência vivida como oportunidade de aprendizado;
- ▶ O responsável diretamente ligado ao problema deverá ser envolvido, respeitando-se sempre a ordem de prioridades - não é recomendável ultrapassar certos limites, pois, como já foi dito, cada participante tem sua parcela e sua posição na hierarquia do processo.

IBRACON – VOCÊ FOI FUNDADOR DA ASSOCIAÇÃO LATINO-AMERICANA DE CONTROLE DE QUALIDADE E PATOLOGIA DA CONSTRUÇÃO CIVIL (ALCONPAT), EM 1985. QUAL É A MISSÃO DA ENTIDADE? QUE ATIVIDADES ELA DESEMPENHA? EM SUA OPINIÃO QUE IMPORTÂNCIA E FUNÇÃO DESEMPENHAM AS ENTIDADES TÉCNICAS PARA O SETOR DA CONSTRUÇÃO?

ANTONIO CARMONA FILHO – Na minha



Aspecto final de pier após serviços de recuperação

visão, a missão da Associação é dupla:

- ▶ Congregar as pessoas e entidades interessadas em manter um alto padrão de qualidade da construção civil na América Latina, visto que nossos países estão carentes de obras que sejam realizadas com a devida qualidade e padecem principalmente da falta de moradias e de obras perenes, com vida útil compatível às necessidades para as quais são construídas;
- ▶ Que seja uma entidade altruísta, zelando pelo bem comum relacionado com a atividade da construção civil e que os louros da vitória ou benefícios particulares não sejam sobremaneira valorizados.

A associação desempenha muitas atividades importantes, como a edição de uma revista eletrônica de excelente prestígio, na qual são tratados assuntos do maior interesse para a comunidade científica, oferecendo a oportunidade de que renomados técnicos de nossa área do conhecimento publiquem seus artigos e experiências pessoais,

“

A UNIVERSIDADE DEVE SE PREOCUPAR EM ORIENTAR E APRIMORAR AS QUESTÕES DE GARANTIA DA QUALIDADE DAS CONSTRUÇÕES EM SUAS GRADES CURRICULARES E EM FOMENTAR NO ESTUDANTE O SENSO DE RESPONSABILIDADE

”

com o objetivo de divulgar e promover o desenvolvimento do conhecimento. É realizado, em todos os anos ímpares do calendário, um congresso internacional, o CONPAT - Congresso Latino-Americano de Patologia e Controle da Qualidade na Construção Civil, que é sediado em algum país da América do Sul. Este singular e importante evento tem sido realizado desde o ano de 1991 e é palco de inúmeras discussões e exposições memoráveis de casos icônicos da patologia e controle de qualidade das estruturas. Um evento de grande sucesso, sem dúvida. E do qual temos a honra de sermos membros fundadores. Nos anos pares do calendário, os diversos países membros da Associação realizam as edições nacionais do CONPAT.

IBRACON – QUAL A SENSÇÃO DE DIVIDIR EXPERIÊNCIAS PROFISSIONAIS COM OS FILHOS? VÊ-LOS CRESCER NA ENGENHARIA AO TEU LADO?

ANTONIO CARMONA FILHO – É uma experiência maravilhosa e gratificante, que só tem a verdadeira dimensão de seu significado a pessoa que a experimenta. Além disso e não menos importante, complementando a equipe, tenho também a alegria de contar com um administrador de empresas profissional, o filho mais velho, Thales Carmona (responsável por toda a parte gerencial e financeira do negócio).

IBRACON – O QUE VOCÊ FAZ EM SEU TEMPO LIVRE?

ANTONIO CARMONA FILHO – Tenho, desde a mais tenra idade, influenciado

pelo meu pai, grande atração pela natureza, pela mata, pelo mar, pelos rios. Portanto, sempre que posso, estou em contato com o mar, pescando ou simplesmente contemplando a beleza infinita do oceano ou dos rios. Às vezes, simplesmente caminhando e deixando as ideias vagando em minha cabeça. Quando há oportunidade, gosto muito de viajar, conhecer novas culturas e pessoas, histórias e experiências de cada um. Em minha atividade tive e tenho ainda a grata satisfação de conhecer muitos lugares e seres interessantes, que me enriquecem de muitas formas e que contribuem, cada um com sua particularidade, para que eu me torne um “engenheiro mais humano”, todos os dias. ➤

Cursos ABCP 2016 2º SEMESTRE



Portas abertas para seu futuro

QUANTO + VOCÊ ANTECIPA SUA INSCRIÇÃO + VOCÊ ECONOMIZA. CONFIRA!!!

JULHO	5	Laboratorista de Artefatos de Cimento
	12 e 13	Conservação e Reabilitação de Estruturas de Concreto NOVO
	19 a 21	Intensivo de Tecnologia Básica do Concreto
AGOSTO	01 a 04	Avançado de Alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto
SETEMBRO	20 a 22	Intensivo de Revestimento de Argamasa
	28	Tecnologia Básica das Paredes de Concreto

OUTUBRO	04 e 05	Conservação e Reabilitação de Estruturas de Concreto NOVO
	18	Projeto estrutural em Paredes de Concreto
	25 e 26	Básico de Alvenaria Estrutural para Blocos de Concreto
NOVEMBRO	8	Produção Otimizada e com Qualidade de Blocos de Concreto
	9	Laboratorista de Artefatos de Cimento
	22 a 24	Intensivo de Tecnologia Básica do Concreto
	24	Execução de Edificações em Paredes de Concreto

MAIS INFORMAÇÕES:

Tels.: (11) 3760-5433 / 3760-5402
 cursos@abcp.org.br • www.abcp.org.br



REALIZAÇÃO



Reforços de estruturas de concreto armado: um resumo das alternativas disponíveis

ARI DE PAULA MACHADO – PROFESSOR APOSENTADO

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS - UFMG

DIRETOR DA PAULA MACHADO ENGENHARIA E PROJETOS

BRUNO ALBERTO MACHADO – DIRETOR TÉCNICO

PAULA MACHADO ENGENHARIA E PROJETOS

I. INTRODUÇÃO

O concreto armado foi um dos grandes responsáveis pelas admiráveis conquistas da civilização humana principalmente a partir do início do século XX. Esse sistema construtivo permitiu a materialização de estruturas que antes somente existiam nos sonhos dos mais ousados engenheiros. Grandes vãos foram superados, estruturas massivas foram implantadas, as edificações receberam curvas e movimentos nunca antes permitidos pelos materiais convencionais que eram utilizados até o seu advento. Os arranha-céus disputaram metro a metro a sua hegemonia, e o sonho do prédio de um quilômetro de altura está prestes a ser alcançado. Como vivemos em uma sociedade em que o comércio e a indústria exibem dinamismo e renovação constantes, a necessidade da

adaptação estrutural das edificações existentes às novas demandas, muitas vezes refletidas em atualizações em revisões de normas técnicas, passou a ser uma atividade relevante e muito solicitada. A execução de um reforço em uma estrutura para adequá-la a novas demandas é chamada de reabilitação estrutural. Este artigo trata somente das atividades direcionadas ao reforço estrutural, não abordando as atividades de reabilitação estrutural que, muitas vezes, é uma etapa complementar à implantação do reforço propriamente dito.

2. REFORÇO ESTRUTURAL

A reabilitação estrutural de modo geral consiste em adaptar a estrutura existente para novas condições de trabalho ou mudanças de finalidade e utilização. Na maioria das vezes, a reabilitação leva à necessidade de execução

de um reforço estrutural.

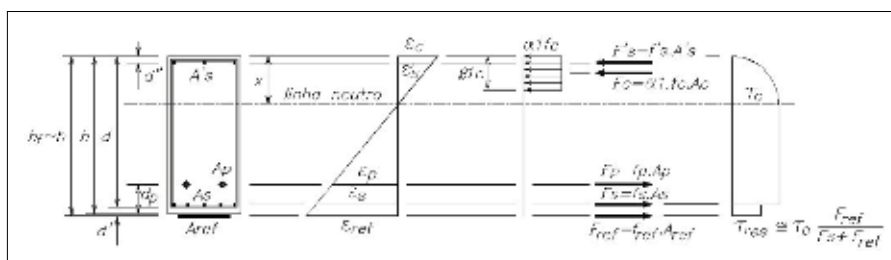
Os motivos que recomendam o reforço estrutural podem resultar da mudança de destinação e uso, a atuação de novos carregamentos, a adaptação para efeitos sísmicos, mudanças nas normas técnicas, exigências de companhias de seguro, etc.

As necessidades de reforço podem ser localizadas ou generalizadas, de pequena magnitude ou exigindo transformações radicais. Dentro desse intervalo pode-se classificar os reforços segundo duas ordens de magnitude:

- estruturas que podem ser reforçadas com a inclusão e adequação de novos materiais e pequenas alterações de massa e forma (reforços leves).
- estruturas que, para serem reforçadas, exigem a introdução de novos esforços e/ou a redistribuição dos existentes, geralmente acompanhada de alterações sensíveis de massa e aparência (reforços pesados).

O fundamento teórico para o dimensionamento dos reforços leves ou pesados é a obediência ao equilíbrio de tensões e de deformações conforme Figura 1.

O equilíbrio interno das forças é satisfeito se, e somente se, o momento



► **Figura 1**
Critério do equilíbrio das tensões e deformações atuantes

em relação à linha neutra for nulo.

Para a determinação das tensões e deformações dos diversos materiais empregados devem ser utilizados os diagramas tensões/deformações correspondentes, como exemplificado no lado esquerdo da Figura 2.

Se a estrutura a ser reforçada não estiver totalmente descarregada por ocasião da intervenção, as deformações decorrentes da parcela de carregamento atuante conforme mostrado no lado direito da Figura 2, deverão ser levadas em consideração e subtraídas das deformações finais.

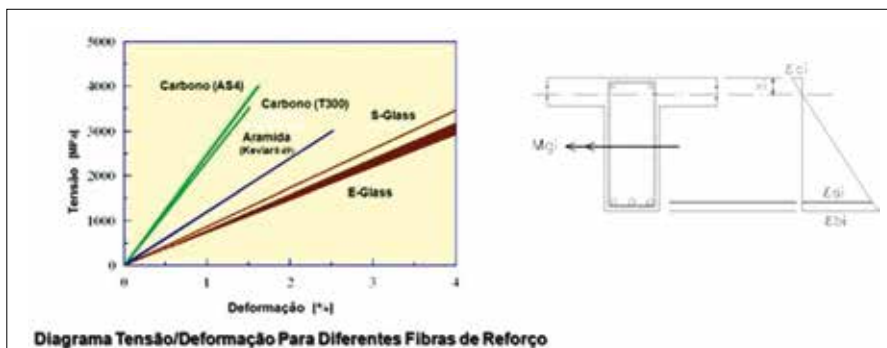
3. FERRAMENTAL ÚTIL PARA O REFORÇO ESTRUTURAL

Quando é possível intervir nas faces inferiores dos elementos nos vãos as operações de reforço são facilitadas. O contrário acontece nos apoios, onde o reforço é dificultado, quase sempre, pela continuidade de pilares e existência de interferências. Esse obstáculo operacional dificulta, mas não impede que o reforço seja feito.

Para conseguir a adequação estrutural necessária o engenheiro de estruturas possivelmente terá que aprofundar sua análise, aproveitando ao máximo as prescrições técnicas das normas estruturais vigentes. A Figura 3 ilustra as dificuldades para o reforço sobre os apoios.

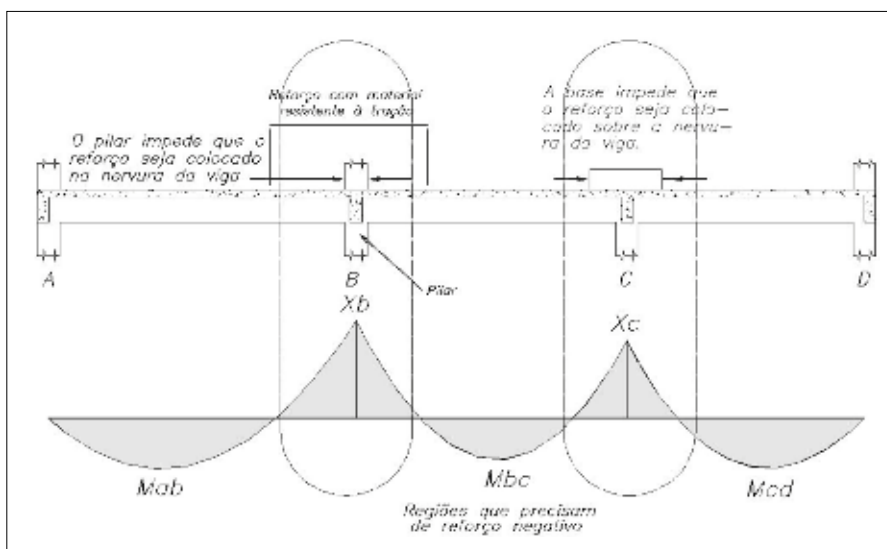
Entre os vários recursos disponíveis para se dimensionar os reforços em elementos de concreto armado, são apresentados a seguir algumas prescrições de normas, recursos importantes para a viabilização de reforços estruturais.

3.1 Arredondamento dos momentos fletores nos nós (ABNT NBR 6118:2014 – item 14.6.3) – Figura 4



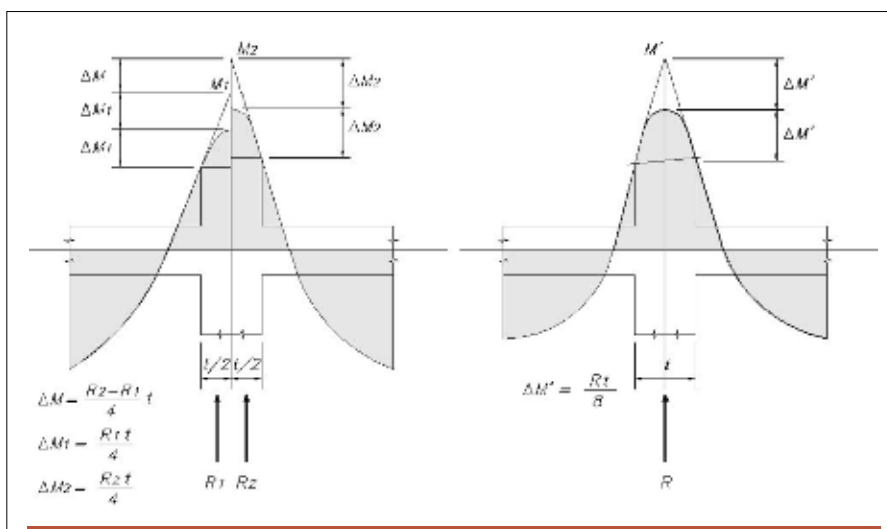
► **Figura 2**

Diagrama tensão/deformação dos plásticos – deformação devida às cargas permanentes instaladas quando da execução do reforço



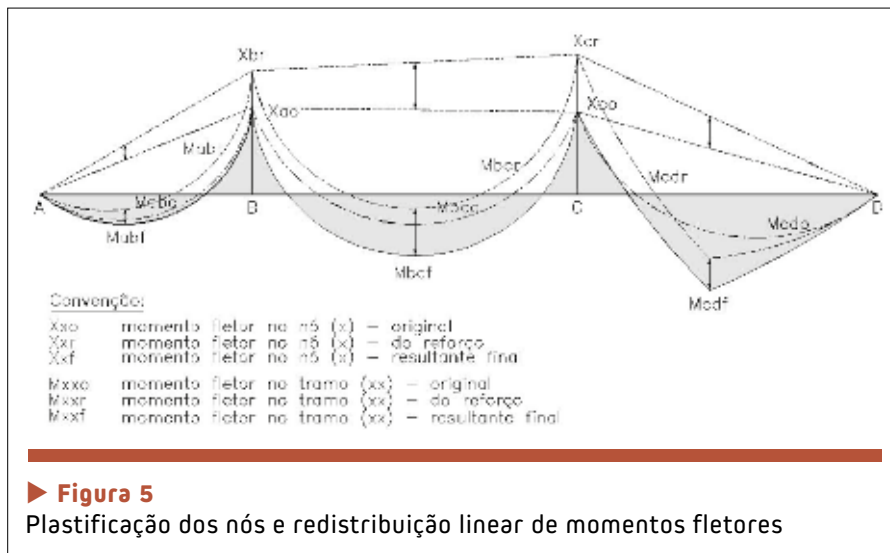
► **Figura 3**

Problemas localizados para os reforços

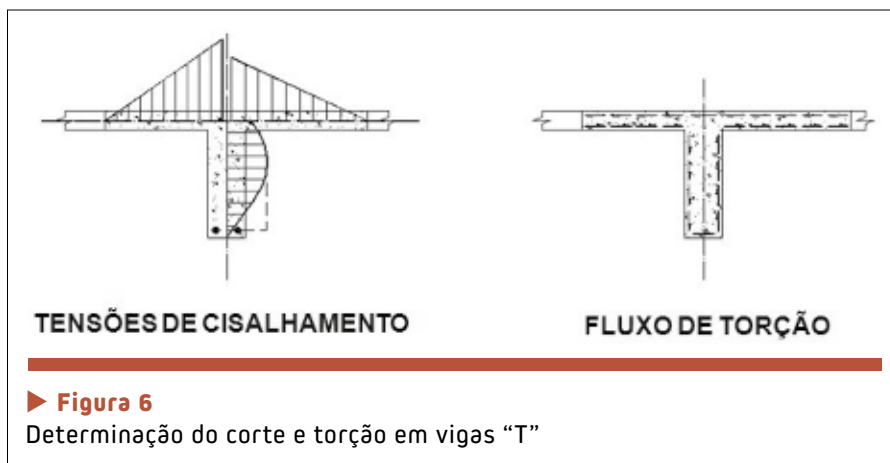


► **Figura 4**

Arredondamento dos momentos nos nós



► **Figura 5**
Plastificação dos nós e redistribuição linear de momentos fletores



► **Figura 6**
Determinação do corte e torção em vigas “T”

3.2 A plastificação dos nós das estruturas para permitir a redistribuição linear dos momentos fletores nos vãos (ABNT NBR 6118:2014 - item 14.5.3)

Muitas vezes não se pode trabalhar na face superior dos elementos a serem reforçados. Para permitir-se que o reforço se faça pela parte inferior do elemento plastificam-se os nós, atribuindo-se lhes momentos fletores máximos correspondentes ao valor resistente da seção, calculado em função da armadura existente disponível. Plastificados os momentos negativos, os momentos positivos serão recalculados em função do desloca-

mento da linha de fechamento dos momentos dos vãos, conforme indicado na Figura 5. A partir desse novo diagrama é calculado o acréscimo de componentes resistentes à tração necessários. Devem ser verificadas as condições limites de redistribuição e ductilidade conforme os itens 14.6.4.2 e 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118:2014.

3.3 A utilização da regra da costura pode permitir a incorporação de materiais resistentes à tração suplementares dispostos lateralmente à seção a ser reforçada

A monoliticidade criada quando da

concretagem das lajes e vigas faz com que elas trabalhem em conjunto, estabelecendo o que se denomina como viga “T”. A viga é solicitada à flexão e também para os esforços, como cortante e torção. A distribuição das tensões de cisalhamento e do fluxo de torção ocorre de acordo com a Figura 6.

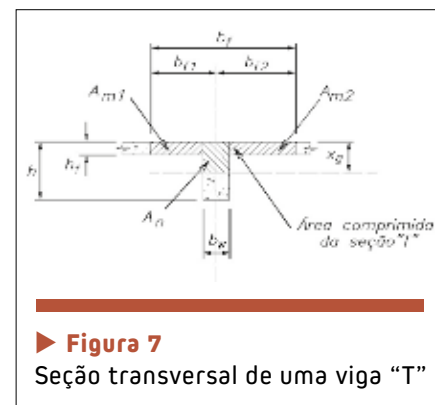
Desde que a laje adjacente a ambos os lados da viga tenha armadura de costura adequada, o componente de reforço pode ser aplicado lateralmente à viga e os seus esforços transferidos para o eixo longitudinal da viga. Esse mecanismo de transferência é denominado de *efeito de costura*, e o esforço cortante da viga, nesse caso, está acompanhado por um momento de torção.

Na Figura 7 ilustra-se uma viga com seção “T” em que as mesas direita e esquerda à nervura têm dimensões diferentes (b_{f1}) e (b_{f2}).

Na figura 8, é apresentada uma seção “explodida” de uma viga “T”, para a qual é admitido que ($z1 \cong z2 = z$) e que nos momentos apresentados se tenha ($M_2 > M_1$). Com esse critério pode-se trabalhar com uma seção colaborante expandida, redundando em diminuição do nível de tensões.

$A_{tot.} = A_{m1} + A_n + A_{m2} \rightarrow$ área comprimida total da seção transversal da peça.

As parcelas de compressão que atuarão nas mesas da seção “T” serão:



► **Figura 7**
Seção transversal de uma viga “T”

Na mesa 1:

$$\frac{R_{c1} \cdot A_{m1}}{A_{tot.}} \text{ (lado esquerdo da figura)} \quad [1]$$

$$\frac{R_{c2} \cdot A_{m1}}{A_{tot.}} \text{ (lado direito da figura)} \quad [2]$$

Na mesa 2:

$$\frac{R_{c1} \cdot A_{m2}}{A_{tot.}} \text{ (lado esquerdo da figura)} \quad [3]$$

$$\frac{R_{c2} \cdot A_{m2}}{A_{tot.}} \text{ (no lado direito da figura)} \quad [4]$$

O equilíbrio da seção é garantido pela força cortante desenvolvida entre os dois pontos considerados, de tal forma que:

$$V_{sdi} = \frac{V_{sd}}{z} \cdot \frac{A_i}{A_{tot.}} \quad [5]$$

sendo,

A_i – área interessada da seção transversal da mesa;

$A_{tot.}$ – totalidade da seção comprimida da viga de seção “T”;

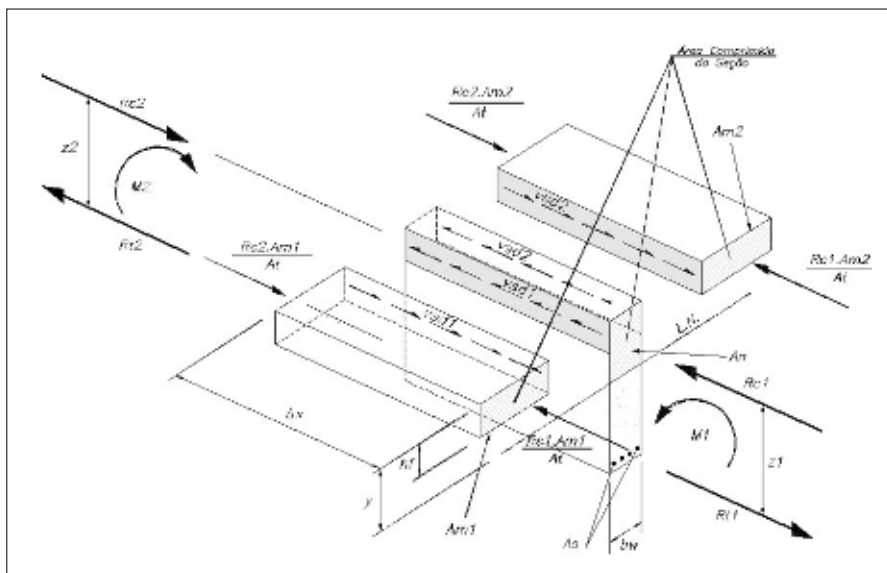
V_{sdi} – esforço de corte para cálculo da armação na mesa interessada;

z – braço de alavanca do binário resistente na seção interessada;

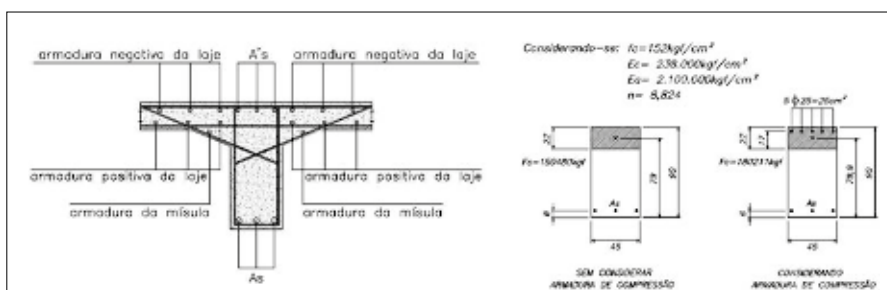
V_{sd} – esforço total de corte na seção interessada.

Conhecido o esforço cortante em cada trecho considerado, as armaduras existentes no trecho de costura poderão ser utilizadas para absorvê-lo. Caso necessário, armaduras suplementares deverão ser inseridas na peça, como mostrado na Figura 9, lado esquerdo.

3.4 Um outro procedimento que pode ser de muita valia nos reforços é que normalmente são desprezadas as armaduras opostas às mais tracionadas ('As' superiores) como componente resistente



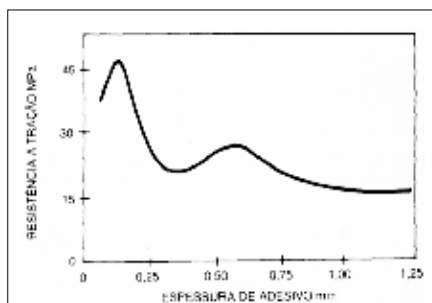
► Figura 8
Utilização da regra da costura para reforço estrutural



► Figura 9
Armações utilizadas na regra da costura e reforço de compressão na viga



► Figura 10
Acréscimo de armadura para compressão, com aplicação de conectores para restringir flambagem



► **Figura 11**
Influência da espessura da resina

Muitas vezes, o reforço de um elemento torna-se inviável por falta de resistência à compressão na peça. Essa armadura, contudo, pode ser utilizada e mesmo, se necessário, ampliada com a utilização de procedimentos simples, produzindo-se o aumento da resistência da região comprimida, como mostrado no lado direito da Figura 9. Problemas de flambagem das barras podem ser

contornados com a adoção de conectores metálicos, como apresentado na Figura 10.

Nos procedimentos de reforço em que são aderidos chapas de aço ou materiais plásticos (FRP), torna-se muito importante o controle da espessura do adesivo. Quanto maior a espessura da camada de adesivo, menor será a sua resistência ao corte, o que torna o controle de sua espessura quando da aplicação do reforço uma questão muito importante (Figura 11).

4 REFORÇOS LEVES COM ACRÉSCIMO DE MATERIAIS RESISTENTES

Os reforços leves e moderados são aqueles que permitem a elevação das resistências das peças até cerca de 40%. Nesta categoria se enquadram as seguintes alternativas de reforço:

4.1 Reforço com a adequação ou aumento da seção transversal do elemento com a inclusão de novas armaduras passivas para flexão, corte e torção

Na Figura 12 são apresentados reforços ao corte (figura a esquerda), à compressão (figura central) e à flexão (figura da direita) todas com acréscimo de armadura frouxa e aumento da seção existente.

Como vantagens, esses são reforços que utilizam materiais facilmente encontrados, mão de obra sem necessidade de qualificações especiais e não necessitam de ferramental muito sofisticado. Sua maior desvantagem é a possível alteração estética e de gabarito que produzem na estrutura original.

Os dois procedimentos seguintes geralmente exigem o preparo prévio do substrato em que serão aplicados de modo a serem eliminadas as deteriorações e patologias significativas, ou seja, o substrato deve estar são e sem contaminações antes da aplicação dos reforços.

4.2 Reforço feito por meio de chapas de aço aderidas externamente ao concreto

Estes reforços, exemplificados na Figura 13, exigem mão de obra mais qualificada para a preparação das superfícies onde serão aplicados, com especificações de materiais mais rigorosas, equipamentos para o alçamento das chapas e sua sustentação durante a cura do sistema. Raramente prescindem de conectores metálicos para reforço ao corte, geralmente constituídos por pinos aplicados por carga explosiva. Por serem aplicados externamente e por sua visibilidade são muito suscetíveis às ações de vandalismo.



► **Figura 12**
Reforços leves com acréscimo de material resistente



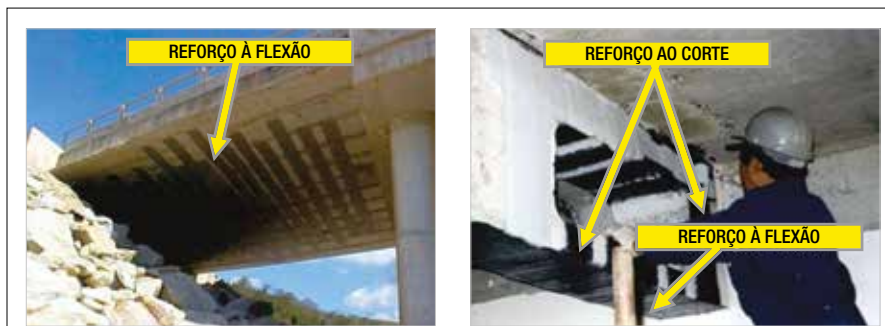
► **Figura 13**
Reforços com chapas metálicas aderidas externamente

4.3 Reforço feito por meio de sistemas compostos estruturados com plásticos (FRP) aderidos externa ou internamente ao concreto

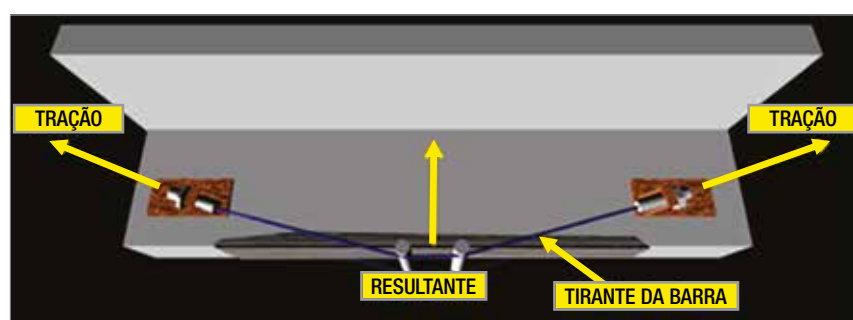
Da mesma forma que o procedimento anterior, os sistemas estruturados por plásticos, indicados na figura 14, exigem uma prévia preparação da superfície de aplicação, com limites definidos de ondulação. A mão de obra necessária é mais qualificada que nos procedimentos anteriores. Geralmente os reforços são praticamente imperceptíveis e podem ser facilmente escondidos por camadas de revestimento protetor ou estético. Da mesma forma que o reforço anterior, por estarem aplicados externamente, são suscetíveis ao vandalismo.

5. REFORÇOS PESADOS COM INTRODUÇÃO DE ESFORÇOS E/OU REDISTRIBUIÇÃO DOS EXISTENTES

Nesse caso o problema se torna mais complexo, uma vez que apenas o aumento da seção ou acréscimo de materiais não atendem aos valores das solicitações impostas. De modo geral, existe um limite, seja de ordem prática, seja por limitações de gabarito, seja por peso próprio, para a seção transversal atingir seu limite geométrico máximo, continuando insuficiente para absorver os esforços solicitantes. Não se pode eliminar esforços solicitantes, mas eles podem ser redistribuídos ou minimizados em função de procedimentos que podem ser adotados e que passam a fazer parte permanente do sistema estrutural. Esses procedimentos de reforço permitem majorações acima de 40% dos esforços solicitantes. Destacam-se os seguintes procedimentos:



► **Figura 14**
Reforços com fibras de carbono aderidas externamente



► **Figura 15**
Esquema de aplicação de força de protensão externa



► **Figura 16**
Reforços com protensão externa reta e poligonal em caixão perdido

5.1 Protensão externa

O reforço com protensão externa consiste, fundamentalmente, em inserir esforços ativos de compressão por meio de elementos de protensão, como indicado na Figura 15.

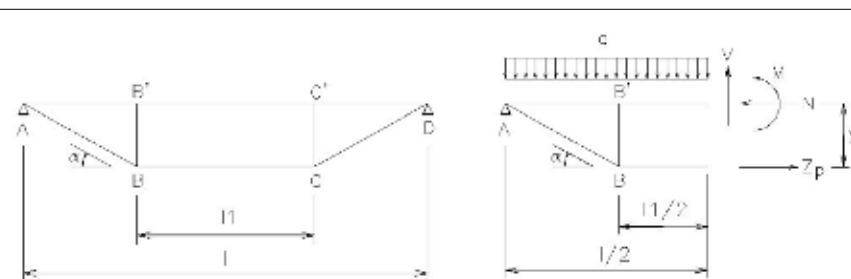
Devem ser considerados quatro tópicos bastante importantes no caso da protensão externa:

- o problema da modelagem dos cabos;
- o deslizamento dos cabos sobre os desviadores;
- a fadiga por fricção do cabo nos desviadores;
- a perda de protensão na ancoragem de cabos curtos.

O elemento protendido pode ter o seu traçado retilíneo ou poligonal como mostrado nas Figuras 16 e 17.



► **Figura 17**
Reforço com protensão leve externa às vigas



► **Figura 18**
Conceituação estrutural de uma “viga-armada”

5.2 “Vigas-Armadas” atuando passivamente ou ativamente

Um elemento do tipo “viga-armada” é mostrado na Figura 18, onde o tirante é a poligonal A-B-C-D, as escoras são os trechos B-B’ e C-C’, e a viga que

necessita ser reforçada está indicada pelo trecho A-D.

A incógnita desta estrutura hiperestática é a tração (Z_p) do tirante. O cálculo dos esforços na “viga-armada” se faz com o emprego das seguintes expressões:

$$Z_p = \frac{\int^l M_0 \cdot y \cdot ds}{\int^l y^2 \cdot ds + \frac{I_c}{S_c} \cdot l + \frac{E_c \cdot I_c}{E_a \cdot S_a} (l_1 + 2l_2 \sec^2 \alpha)} \quad [6]$$

Denominando-se,

$$\mu = \int^l y^2 \cdot ds \quad [7]$$

e

$$X = \frac{I_c}{S_c} \cdot l + \frac{E_c \cdot I_c}{E_a \cdot S_a} (l_1 + 2l_2 \sec^2 \alpha) \quad [8]$$

tem-se

$$Z_p = \frac{1}{\mu + X} \int^l M_0 \cdot y \cdot ds \quad [9]$$

O termo $\left(\frac{1}{\mu + X}\right)$ independe do carregamento externo, sendo uma constante do sistema. A poligonal A-B-C-D pode ser constituída por barras passivas, perfis metálicos ou barras e cordoalhas ativas, conforme a necessidade de reforço. As barras BB’ e CC’ são sempre perfis passivos. Essas estruturas são normalmente aplicadas externamente ao elemento a ser reforçado, como mostrado na Figura 19.



► **Figura 19**
Viaduto reforçado com “viga-armada” com tirante protendido



► **Figura 20**
Viga de transição reforçada com sistema misto

5.3 Sistemas mistos de reforço, constituídos por vários sistemas associados

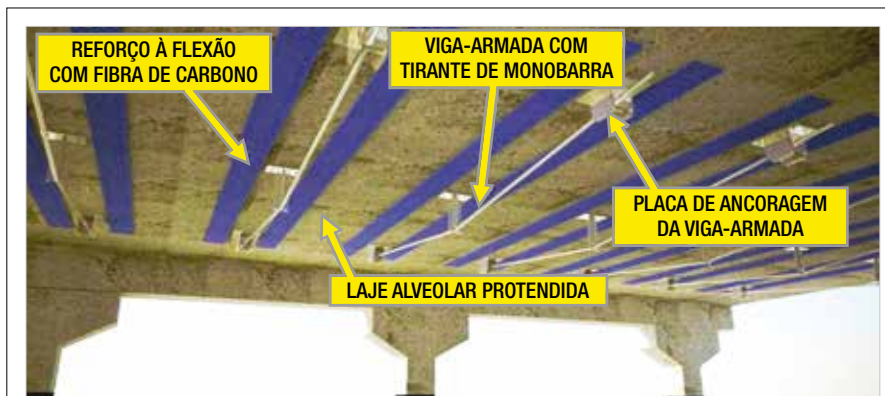
Esse tipo de reforço pode levar à necessidade de se utilizar mais de um procedimento de reforço para conseguir o acréscimo de resistência necessário. A Figura 20 apresenta o reforço de uma viga de transição que suporta um edifício de 20 andares já concluído quando do reforço. Neste caso, foi necessário o emprego de “viga-armada” com tirante de perfil metálico conjugada com reforços ao corte e flexão em fibras de carbono.

Uma outra aplicação em que se conseguiu majorar em 400% a capacidade de carga acidental da estrutura formada por lajes alveolares protendidas, exigiu a combinação de dois sistemas: a “viga-armada” com tirante de monobarra e reforço à flexão com fibra de carbono, como mostrado na Figura 21.

Um último exemplo de reforço, de uma estrutura submetida a cargas móveis de grande intensidade, exigiu a atuação simultânea de protensão externa e do reforço ao corte com fibras de carbono, conforme apresentado na Figura 22.

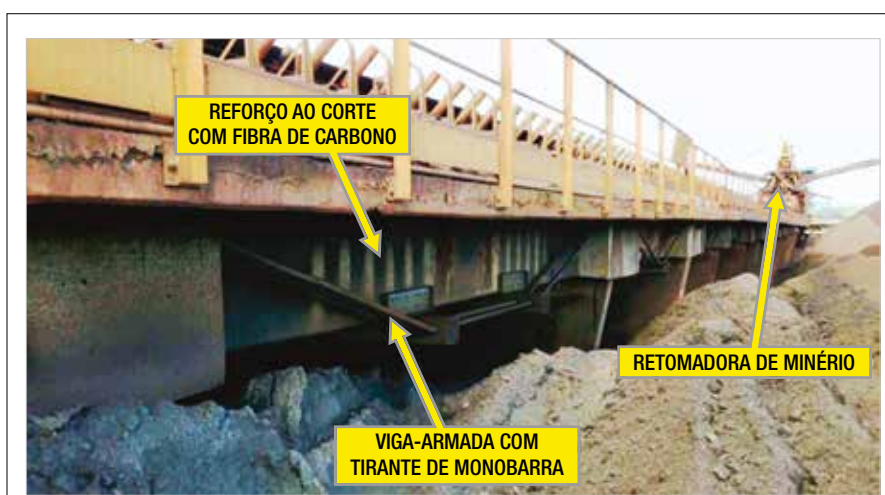
6. CONCLUSÃO

Pode-se concluir, através do exposto neste artigo, que existem inúmeras alternativas técnicas para se



► **Figura 21**

Laje alveolar protendida reforçada com “viga-armada” e reforço à flexão com lâminas de fibra de carbono



► **Figura 22**

Reforço de retomadora de minério com protensão externa e reforço ao corte com tecido de fibra de carbono

reforçar uma estrutura. Cada caso é particular e deve ser avaliado como tal. As condicionantes de prazo de implantação, logística e disponibilidade de materiais e equipamentos, dentre outros, são determinantes para a

escolha da solução estrutural. Cabe ao projetista, juntamente com os demais envolvidos, avaliar a melhor alternativa para cada situação, sempre priorizando a segurança e eficiência do sistema a ser implantado. ◀

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] Noronha, Antônio A. – “Pontes e Grandes Estruturas – Vigas Armadas” – Edição IME-67-03.
- [02] Machado, Ari de Paula; Machado, Bruno Alberto – “Reforço de Estruturas de Concreto Armado Com Sistemas Compostos FRP – Teoria e Prática” – Editora PINI 2015.
- [03] Machado, Ari de Paula – “Fibras de Carbono – Manual Prático de Dimensionamento” – Edição BASF – 2006.
- [04] Machado, Ari de Paula; Machado, Bruno Alberto – Concreto Protendido – livro em fase final de diagramação para publicação em Agosto/2016.



Soluções de projeto de reforço de fundações de pontes com tabuleiros alargados

JOSÉ AFONSO PEREIRA VITÓRIO – DOUTOR EM ESTRUTURAS

SÓCIO DE VITÓRIO & MELO LTDA

I. INTRODUÇÃO

Sempre que uma ponte rodoviária tem o tabuleiro alargado para atender ao aumento da demanda de tráfego, são realizados estudos aprofundados para avaliar a necessidade de algum tipo de reforço nas fundações.

Isso se justifica pelo fato de o alargamento do tabuleiro representar naturalmente um acréscimo nas cargas permanentes devidas ao peso próprio da estrutura. Também deve ser considerado o aumento nas intensidades das cargas móveis, constituídas pelos pesos e ações dinâmicas dos veículos. Essas novas cargas são geralmente superiores às que foram utilizadas no projeto original da ponte, tendo em vista as variações ocorridas no trem-tipo estabelecido pelas normas brasileiras desde 1946, quando foi editada a NB-6/1946 – Carga Móvel em Pontes Rodoviárias, até os dias atuais com a ABNT NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.

É evidente portanto que, na maioria dos casos, há a necessidade do reforço das fundações de pontes cujos tabuleiros são alargados. Os tipos de reforço são definidos com base na análise das variáveis envolvidas em cada caso e se constituem no objeto deste artigo.

2. CONTEXTUALIZAÇÃO

Um fator importante a ser sempre considerado na abordagem deste tema é o fato de a maioria das pontes alargadas ser constituída por obras antigas, muitas delas com mais de 50 anos de construídas e submetidas ao longo de décadas aos efeitos da deterioração estrutural, a condições inadequadas de uso e à falta de manutenção.

É nesse contexto que alguns condicionantes precisam ser considerados para que os procedimentos de alargamento e reforço sejam realizados de tal modo que garantam uma adequada capacidade de carga e uma correta avaliação das condições de estabilidade após o alargamento.

Um dos principais condicionantes é a ausência, quase sempre, dos projetos originais, o que muito dificulta uma análise mais precisa dos esforços e do detalhamento da estrutura existente. Resta, portanto, ao projetista avaliar a capacidade da ponte por meio de inspeções minuciosas, com enfoque nas fundações e em outros componentes estruturais vitais para a estabilidade, além de realizar ensaios, em especial os geotécnicos e de resistência dos materiais.

2.1 Avaliação da segurança estrutural

A avaliação estrutural de uma ponte pode ser feita por métodos determinísticos ou métodos semi-probabilísticos, que são os previstos nas normas vigentes baseadas nos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço. Os métodos determinísticos são considerados bastantes conservadores e os semiprobabilísticos menos conservadores, porém, em ambos os casos, a avaliação é feita utilizando-se normas de projetos de obras novas.

Atualmente vários países estão investindo na aplicação de métodos probabilísticos (confiabilidade) para a avaliação de pontes existentes, considerando as incertezas por meio das variáveis aleatórias envolvidas no problema, como é o caso das grandezas relacionadas às ações atuantes e à resistência.

2.2 Utilização do método dos elementos finitos em projetos de alargamento de pontes

A análise estrutural das pontes existentes, antes e após o alargamento, é geralmente realizada

admitindo-se comportamento elástico linear para os materiais. É importante que seja feita a modelagem por elementos finitos, para a obtenção dos esforços e deslocamentos nas estruturas original e alargada, objetivando estabelecer os critérios que serão utilizados para os reforços da superestrutura e das fundações.

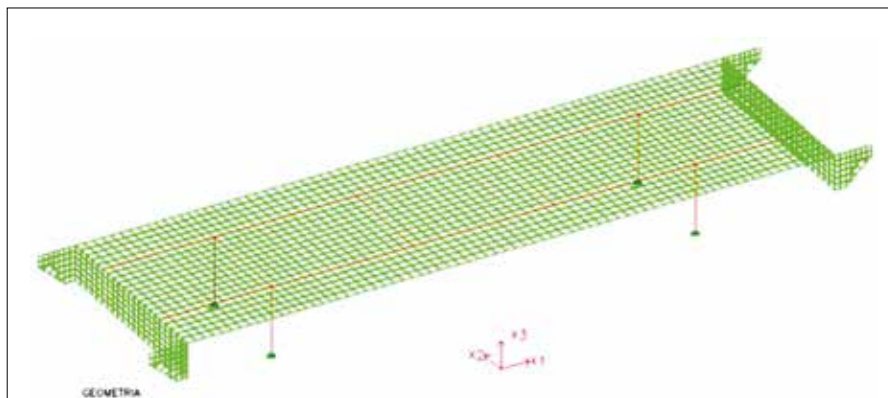
Diante de tantas dificuldades sobre o (des)conhecimento da estrutura e das fundações existentes é sempre conveniente projetar, na medida do possível, o alargamento conforme um modelo estrutural que não aumente significativamente os valores dos esforços atuantes nas fundações originais, de modo que o acréscimo das cargas permanentes e móveis do alargamento sejam transmitidas para as novas fundações.

Isso pode ser obtido em determinadas situações, a depender da geometria do tabuleiro combinada com as hipóteses de distribuição das cargas móveis e com o modelo de discretização adotado.

O modelo constituído por barras e por elementos de casca (shell) é muito útil para um tabuleiro em grelha de vigas e lajes. Em tais situações, que representam a grande maioria dos tabuleiros das pontes típicas das rodovias brasileiras, esse modelo apresenta respostas consistentes às ações atuantes nos projetos de alargamento e reforço.

A figura 1 mostra a discretização do tabuleiro original de uma ponte com um vão e dois balanços, feita com base na geometria, nas características dos materiais e nas cargas permanentes e móveis da época em que foi projetada.

A figura 2 representa a discreti-



► **Figura 1**

Discretização do tabuleiro de uma ponte existente para obter os esforços originais de projeto

zação do alargamento do tabuleiro dessa mesma ponte, considerando uma nova grelha obtida pelas longarinas e transversinas antigas e novas sob a ação dos carregamentos móveis atuais.

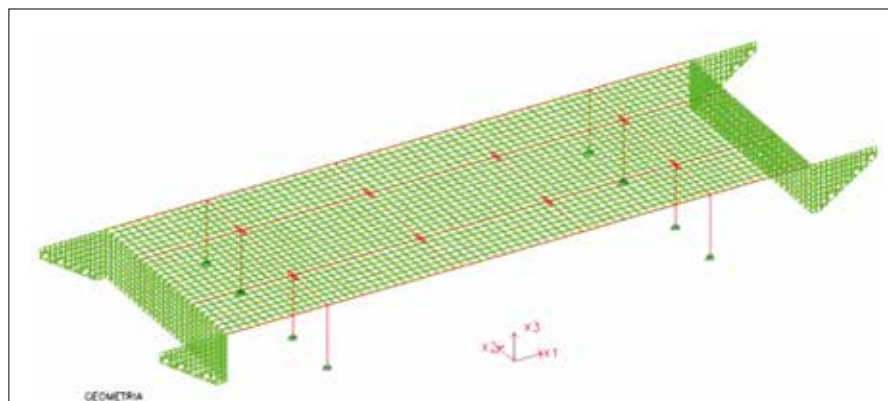
3. CONCEPÇÕES DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES CONFORME O SISTEMA ESTRUTURAL DO ALARGAMENTO

Cada reforço de fundações deve ser estudado isoladamente, porém, de modo geral, existem algumas soluções mais usualmente adota-

das nos casos de alargamento das pontes com tabuleiros em vigas, consideradas típicas das rodovias brasileiras.

Neste trabalho são abordadas três concepções de reforço, exemplificadas por casos reais, nos quais aconteceram uma das condições seguintes:

- Acréscimo de novas fundações sem o reforço das existentes;
- Acréscimo de novas fundações, com o reforço das existentes;
- Reforço das fundações existentes sem o acréscimo de novas fundações.

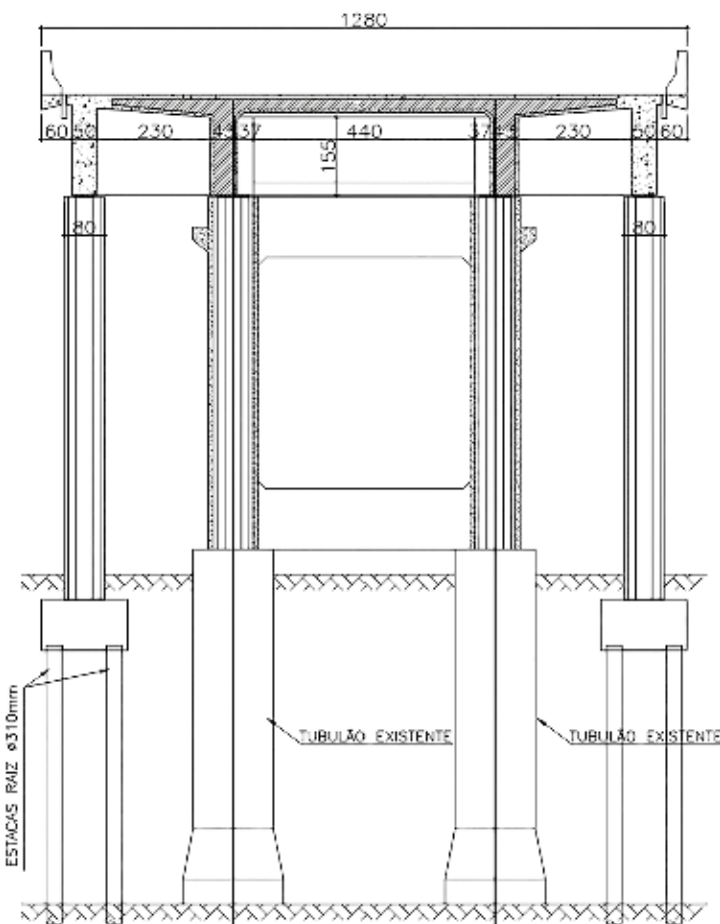


► **Figura 2**

Discretização do tabuleiro alargado da ponte para obtenção dos esforços após o alargamento



► **Figura 3**
Vista parcial da ponte antes do alargamento



► **Figura 4**
Ponte alargada, mantendo as fundações originais em tubulões com o acréscimo de estacas raiz

Essas três possibilidades são detalhadas nos casos apresentados a seguir.

3.1 Acréscimo de novas fundações sem o reforço das existentes

Essa solução é a mais indicada quando não se tem acesso ao projeto original e nem a outros dados importantes sobre a ponte que será alargada, especialmente os referentes às fundações existentes.

Em tais casos, os estudos são baseados em uma rigorosa inspeção, acompanhada do levantamento de toda a geometria existente e do mapeamento dos danos instalados. Recomenda-se a realização de testes e ensaios, pelo menos os mais usuais, como a extração de testemunhos do concreto da estrutura, os ensaios de tração nas armaduras e os de cloretos.

Dependendo da geometria e da rigidez da nova grelha obtida pela incorporação do alargamento ao tabuleiro original, é possível obter uma solução na qual não ocorram acréscimos significativos de esforços nas fundações existentes.

Esse tipo de solução está exemplificado nos dois casos a seguir. O primeiro refere-se a uma ponte na BR 101/AL com 70m de extensão e fundações em tubulões, conforme a figura 3, que mostra uma vista parcial da obra original. Após o alargamento do tabuleiro, a seção transversal ficou com a configuração da figura 4.

Nesse caso, as novas fundações foram concebidas em estacas raiz $\phi = 410\text{mm}$, que absorveram a quase totalidade do acréscimo das cargas do alargamento e das

novas cargas móveis do trem-tipo atual (TB-450 KN).

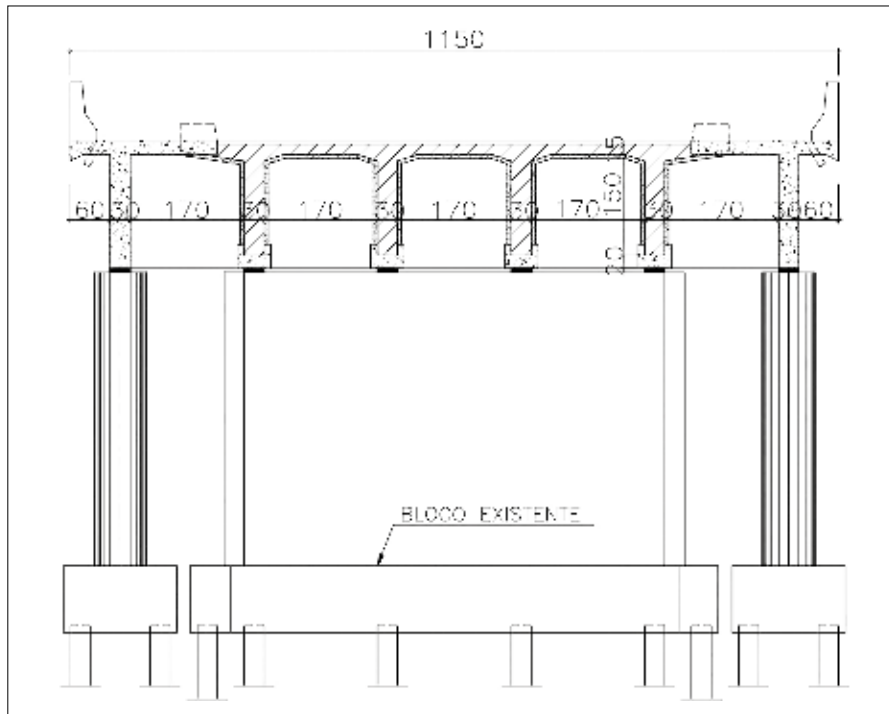
O segundo caso é uma ponte sobre o rio Botafogo, na BR 101/PE, com tabuleiro em grelha de quatro vigas e 40m de extensão, dividido em três vãos, com apoios intermediários em pilar-parede, apoios extremos em encontros de concreto e fundações em estacas de concreto.

A figura 5 mostra a seção transversal do apoio intermediário após o alargamento do tabuleiro. Na figura 6 está ilustrada a execução de um dos pilares que foram adicionados à estrutura antiga. As fundações adicionais foram projetadas em estacas raiz.

3.2 Acréscimo de novas fundações com o reforço das existentes

Tal situação ocorre nos casos em que não é possível transmitir todas as cargas do alargamento para as novas fundações adicionadas à ponte existente. Torna-se necessário, portanto, reforçar as fundações antigas para que absorvam uma parcela dos esforços gerados pelo tabuleiro alargado.

A obtenção de uma boa solução depende do conhecimento das fundações existentes, preferencialmente por meio da análise dos projetos originais ou, na ausência desses, de inspeções no local para visualizar a geometria e a ocorrência de possíveis danos. Essa situação está exemplificada no caso de uma ponte na BR 423/PE, mostrada na figura 7. Observa-se que o alargamento foi realizado em apenas um dos lados do tabuleiro, que passou a ser constituído por uma grelha de



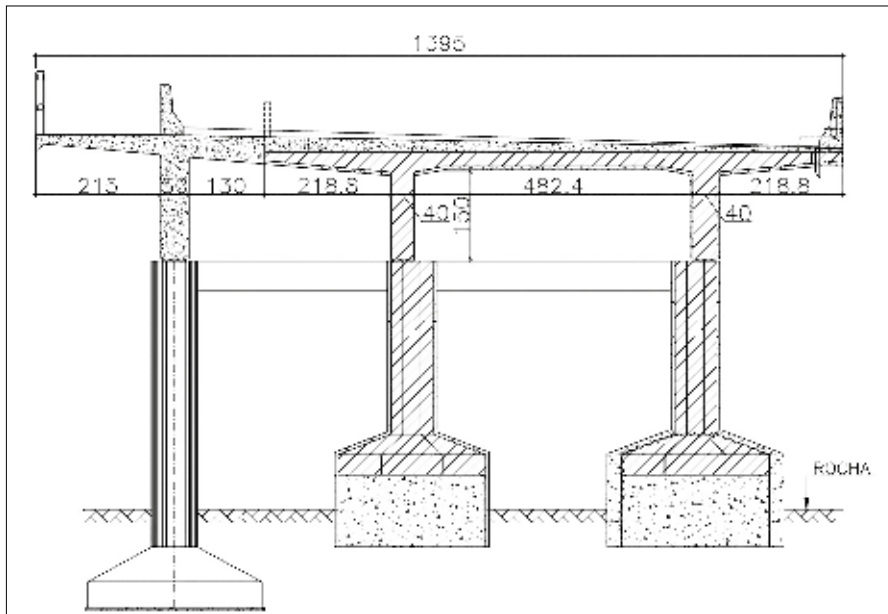
► **Figura 5**
Alargamento com a adição de estacas raiz, sem necessidade de reforçar as fundações existentes

três longarinas. Foi adicionado um novo pilar com a respectiva fundação e realizada a ampliação das

bases das sapatas existentes para garantirem a compatibilidade das tensões transmitidas ao solo.



► **Figura 6**
Concretagem dos blocos das novas estacas



► **Figura 7**
Alargamento com acréscimo de nova fundação e reforço das sapatas existentes

3.3 Reforço das fundações existentes sem o acréscimo de novas fundações

Nesses casos, o alargamento

do tabuleiro é feito sem a adição de novas longarinas e novos pilares. As longarinas existentes precisam ser reforçadas para absorverem o acréscimo de esforços e os transmi-

tirem aos pilares e fundações existentes, que, na maioria dos casos, também necessitam ser reforçadas.

O reforço das longarinas é geralmente realizado com a aplicação de protensão externa com cabos não aderentes fixados por desviadores ao longo das faces laterais das vigas. O reforço da laje alargada é usualmente feito com a aplicação de protensão transversal. A figura 8 mostra um exemplo desse tipo de reforço.

O reforço das fundações requer os mesmos cuidados já relacionados e a obtenção de uma boa solução depende de informações essenciais, como a capacidade resistente das fundações existentes e as características geotécnicas do solo, entre outras.

A figura 9 mostra o detalhe de uma ponte na BR 101/AL com fundações diretas, cujo projeto de alargamento utilizou protensão externa. Nesse caso a melhor opção foi reforçar as sapatas com estacas raiz e depois encamisar com blocos de coroamento. A mesma figura também mostra detalhes dos reforços que foram realizados no tabuleiro e nos pilares.

Na figura 10 está ilustrada a seção transversal do alargamento de um viaduto, na mesma rodovia, com características geométricas semelhantes às da ponte da figura 9. A principal diferença entre os dois casos é o tipo reforço das fundações, que nesse viaduto eram originalmente em estacas de concreto moldadas no local e foram reforçadas com a cravação de



► **Figura 8**
Reforço das longarinas com protensão externa

novas estacas (tipo raiz) em torno dos blocos existentes que foram encamisados.

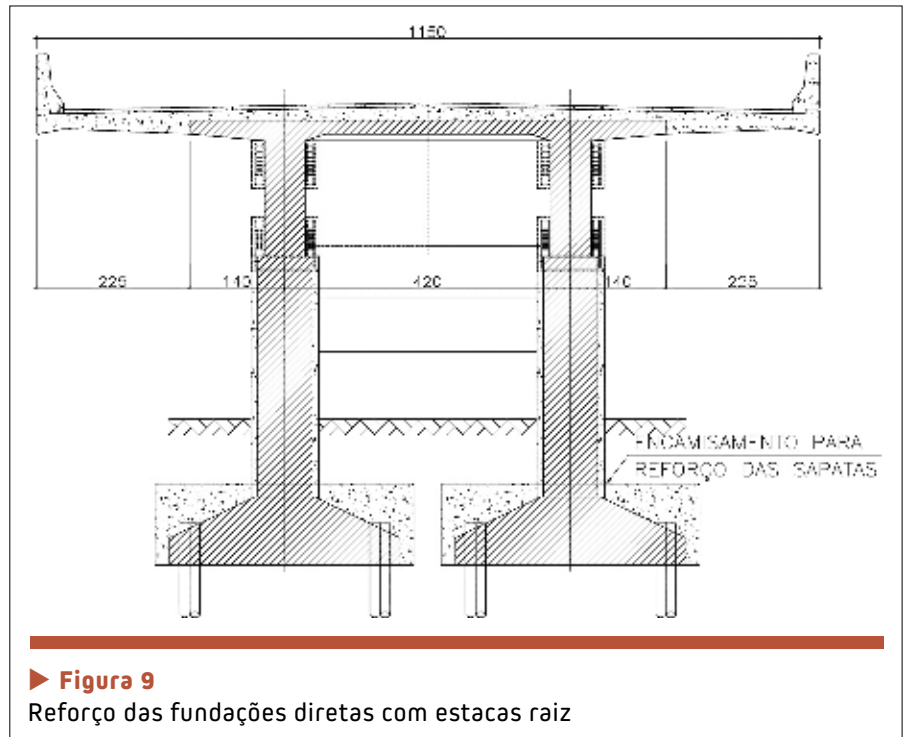
Existem ainda algumas situações nas quais o encamisamento dos blocos antigos pelos blocos de reforço é feito por meio de protensão com barras rígidas Dywidag. Isso garante uma maior ligação entre esses dois componentes e uma maior eficiência na transferência e distribuição das cargas para o conjunto constituído por estacas existentes e novas, conforme as figuras 11 e 12 que mostram esse tipo de reforço em uma ponte na BR 101/PE.

4. COMENTÁRIOS FINAIS E RECOMENDAÇÕES

Os exemplos apresentados mostram as dificuldades e incertezas encontradas nas etapas de estudo e projeto para que seja possível obter uma boa solução de reforço para as fundações de pontes alargadas.

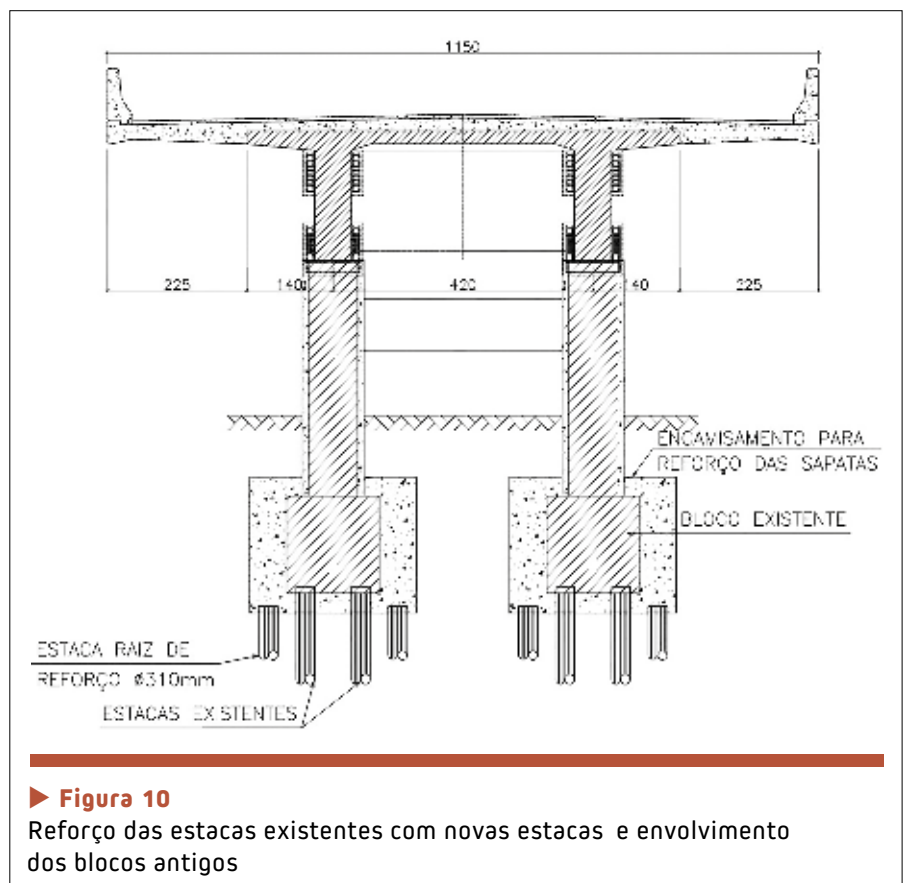
Por isso, as questões relacionadas às fundações devem ser abordadas a partir de uma análise global, considerando os aspectos geotécnicos, hidrológicos e estruturais que vão interferir no desempenho da ponte após as intervenções de ampliação.

A escolha do tipo de reforço requer dos engenheiros projetistas o entendimento de que o projeto não pode ser desenvolvido apenas com a aplicação das normas utilizadas no dimensionamento de obras novas e que, considerando a inexistência de normas específicas e a carência de literatura especializada,



é preciso definir critérios que permitam avaliar a estrutura existente com base nos resultados de inspe-

ções, nas propriedades dos materiais utilizados, nas cargas reais e na análise estrutural.





► **Figura 11**
Execução de reforço com cravação de estacas adicionais e aplicação de protensão no bloco



► **Figura 12**
Detalhe do bloco após o reforço

Pesquisas desenvolvidas na Europa reafirmam que a aferição da segurança estrutural das pontes existentes com o uso de normas e regulamentos empregados no dimensionamento de pontes novas pode ser imprópria e demasiado conservadora, pois a utilização dos modelos de análise elástico linear e a avaliação determinística da segurança de um elemento da estrutura pode não ser representativa da confiabilidade de toda a ponte.

As pesquisas europeias propõem cinco níveis de avaliação de segurança com complexidade crescente, desde o mais simples, cujo modelo é semelhante ao utilizado pelas normas de projeto para estruturas novas, até o mais sofisticado que

combina a análise não linear com a análise probabilística.

No Brasil, ainda não existe norma ou outro tipo de literatura que defina os procedimentos para a avaliação da segurança das pontes existentes. Essa avaliação continua sendo feita com base nas normas para as obras novas e na experiência de cada especialista.

A seguir são apresentadas recomendações visando contribuir para a melhoria da qualidade dos projetos e da execução das obras de reforço e alargamento de pontes, incluindo as fundações:

a) Desenvolvimento de estudos, visando a edição de normas e procedimentos destinados à análise e avaliação de pontes existentes, para possibilitar procedimentos mais realistas e consistentes sobre

as intervenções que devem ser feitas, ou até mesmo sobre a decisão de demolir e substituir uma ponte;

- b) Pesquisar a influência de diversos métodos de alargamento de tabuleiro sobre as fundações mais usuais das pontes, objetivando identificar com maior clareza a necessidade e o tipo de reforço a ser realizado nas fundações conforme cada caso;
- c) Avaliação da segurança das pontes existentes brasileiras também com o auxílio de métodos probabilísticos, pois os atuais critérios de avaliação, feitos por modelos determinísticos e semiprobabilísticos, podem conduzir a distorções nos resultados, no que se refere aos níveis de confiabilidade aceitáveis. ◀

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] CRUZ, P., et al.. Métodos de avaliação da segurança das pontes existentes. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Lisboa, 2008.
[02] MANTEROLA, J.. Puentes – Apuntes para su diseño, cálculo y construcción. Vol. I e II, Colégio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2006
[03] VITÓRIO, J. A. P.. Reforço de fundações de pontes e viadutos rodoviários. Seminário Pernambucano de Estruturas de Fundações, Recife, 2014.
[04] VITÓRIO, J. A. P.. Reforço e recuperação de pontes e viadutos. Notas de aula, Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco, Recife, 2014.

IBRACON, ABECE e ALCONPAT colaboram com Prefeitura Municipal de São Paulo

No último dia 1º de março, as Entidades Técnicas reuniram-se com o Secretário Adjunto da Secretaria de Infraestrutura Urbana da Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP), com o objetivo de tratar do caso do viaduto Santo Amaro, que sofreu recentemente incêndio em decorrência do acidente com dois caminhões e estava na iminência de ser demolido e substituído, com grande prejuízo para a circulação viária local.

Participaram da reunião o Presidente do IBRACON, Eng. Julio Timerman e o vice-presidente, Prof. Tulio Nogueira Bittencourt, o presidente da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE), Eng. Augusto Guimarães Pedreira de Freitas, o presidente honorífico da Associação Internacional de Patologia e Terapia das Construções (ALCONPAT), Prof. Paulo Helene, o Eng. Eduardo Barros Millen, diretor de Publicações do IBRACON e Conselheiro da ABECE, e o Eng. Mauro Lemos de Faria, diretor adjunto de Pontes e Estruturas da ABECE, que foram recepcionados pelo Secretário Adjunto da PMSP, Eng. Osvaldo Misso.

Iniciando a reunião, o presidente Julio Timerman apresentou as entidades participantes e ressaltou o caráter eminentemente técnico daquela missão, cujo objetivo foi colaborar voluntariamente com a PMSP na busca da melhor solução ao problema

ocorrido no Viaduto Santo Amaro.

O Secretário Osvaldo Misso discorreu sobre as providências tomadas após o grave incêndio - contato com projetista e empresa de recuperação, escoramento emergencial, ensaios nos materiais, provas de carga estática e dinâmica, monitoramento e liberação parcial do tráfego. Informou também que, diante dos novos dados, o Sr. Prefeito, Fernando Haddad, estava inclinado a mudar sua decisão inicial de demolir o viaduto.

Os representantes das Entidades endossaram a posição de conservação do viaduto, cuja estrutura de concreto é muito resistente ao calor e demonstrou ter sido muito pouco atingida. Com essa medida há significativa redução de custos e rápido retorno das condições viárias.

O Sr. Secretário Misso informou ainda que estaria dando início à contratação dos serviços de recuperação da estrutura, que deverá incluir o serviço de alteamento do viaduto, em razão do gabarito vertical inadequado ali existente (com 4,30m, sendo que o ideal seria 5,50m).

As entidades agradeceram as informações e mostraram a importância da PMSP, frente a acidentes desta natureza, consultar os profissionais corretos. Segundo o presidente do IBRACON, “a sociedade requer, nestes momentos, um retorno imediato da PMSP e a

imprensa e outros órgãos têm coletado opiniões de profissionais sem qualquer experiência no assunto, confundindo ainda mais a opinião pública”.

Foram ainda debatidos os seguintes assuntos:

- a) Informado ao Sr. Secretário da conclusão da revisão da norma ABNT NBR 9452, que trata da inspeção de Pontes e Viadutos de Concreto, que obrigará, quando em vigor, que todas as Prefeituras tomem medidas para se adequar a ela;
- b) Sugerido ao Sr. Secretario a criação de um Comitê Técnico com profissionais das entidades, para dar o suporte técnico a PMSP em situações de emergência e acidentes, sugerindo também a PMSP contar com as Entidades do setor para o oferecimento de cursos de atualização profissional e treinamento no campo das Inspeções, Vistorias e Diagnóstico de Obras acidentadas ou com problemas ou mesmo sob planos de inspeção preventiva planejada;
- c) Convite à equipe profissional da PMSP para participar de dois eventos técnicos específicos sobre Pontes e Viadutos, um nacional e outro internacional, a serem realizados no Brasil este ano de 2016, sob coordenação dessas Entidades.

A reunião foi concluída com uma palavra de agradecimento do

Sr. Secretário em relação ao apoio técnico oferecido pelas Entidades.

Gestões de mesma natureza estão sendo realizadas por essas Entidades junto à PMRJ frente ao trágico colapso ocorrido com a Ciclovía Tim Maia.

Os acidentes recentes remeteram

ao MANIFESTO PÚBLICO divulgado em 2005, por ocasião do desmoronamento total do edifício Areia Branca, em Recife. Esse documento contém recomendações de conduta para o setor desde o campo do ensino de engenharia até a capacitação

para inspeções e diagnóstico, passando pela importância da habilitação profissional pelo sistema CREA/CONFEA. Por ainda se manterem atuais, esta Revista publica novamente os trechos mais importantes desse MANIFESTO.

TRECHOS DO MANIFESTO PÚBLICO

Os recentes sinistros ocorridos no País, com evidentes prejuízos pessoais, morais e patrimoniais à população, vêm demonstrar a imperiosa necessidade da introdução de medidas técnicas e legais para a redução dos riscos de acidentes

PROPOSTAS

para EDIFICAÇÕES EXISTENTES

Deverá ser instituída por legislação federal, estadual e municipal, criada especialmente para esta finalidade, a inspeção periódica de patrimônios públicos e privados, cujas estruturas estejam sujeitas à ação agressiva do meio ambiente, tais quais, fachadas, marquises, balcões, varandas em balanço, contenções, fundações, estádios de esportes, galpões de feiras e exposições, pontes, viadutos, túneis, obras de saneamento e edifícios residenciais e comerciais com mais de dez metros de altura. Esta inspeção deverá ser realizada por profissionais e/ou empresas especializadas, habilitadas e credenciadas.

A partir de um diagnóstico fruto dessa inspeção técnica, e se assim for orientado, as edificações deverão receber as intervenções necessárias e urgentes, bem como ser mantidas permanentemente mediante rotinas técnicas específicas.

Cabe à Prefeitura local e Órgãos Públicos estimular, através do uso inteligente de descontos em impostos ou multas, essa inspeção e manutenção periódicas.

para CERTIFICAÇÃO DA MÃO-DE-OBRA

Mediante legislação federal, estadual e municipal a ser formulada, a mão de obra vinculada às atividades de construção com consequências diretas na qualidade estrutural (desenvolvidas por mestres e encarregados de estruturas e fundações, armadores, soldadores, montadores, vibradoristas, operadores de betoneira, bombas e caminhões betoneira, operadores de concreto projetado, laboratoristas, etc), deverá ser reciclada e certificada periodicamente em seus conhecimentos, cabendo a fiscalização da utilização dessa mão de obra credenciada aos

Sindicatos da Construção SINDUSCONs, e aos CREAs a punição do empregador no caso do não atendimento.

para APERFEIÇOAMENTO DO ENSINO DE ENGENHARIA CIVIL E ARQUITETURA

Por meio de medidas nacionais a serem implantadas via MEC: a introdução, no último ano de engenharia civil e arquitetura, de uma ou mais disciplinas versando sobre segurança, vida útil, patologia e terapia das estruturas, assim como ética profissional; o treinamento e atualização contínua de todos os professores das disciplinas relacionadas a fundações, estruturas e materiais de construção; a ampliação da exigência da participação de Doutores como professores dessas disciplinas,

para o EXERCÍCIO PROFISSIONAL

Deverá ser implantado por parte do Sistema CONFEA um programa permanente de conscientização e controle (com prazo de validade) das habilitações profissionais, sujeitas a uma comprovação de conhecimentos e do efetivo exercício profissional.

Deverá ser implantado via MEC e CREAs um amplo incentivo aos programas de educação continuada nas universidades e entidades afins envolvidas com a segurança das obras civis, visando o aprimoramento profissional nas áreas de projeto, execução, inspeção e manutenção de estruturas.

para o REGRAMENTO TÉCNICO

Considerando a necessidade absoluta do estabelecimento de regras técnicas para as atividades da Inspeção em Obras Civis no País, padronizando definitivamente conceitos e atividades no sentido da garantia de segurança, torna-se imprescindível a elaboração, via ABNT, de Norma Brasileira de Inspeção de Obras Civis.

MANIFESTO PÚBLICO das entidades IBRACON, ABECE e IBAPE/SP, publicado na Revista CONCRETO & Construções 37, de fevereiro de 2005. ↩

Recuperação e reabilitação estrutural do Viaduto Santo Amaro

MAURO LEMOS DE FARIA – GERENTE DE PROJETOS

CATÃO F. RIBEIRO – DIRETOR TÉCNICO E COMERCIAL

ENESCIL ENGENHARIA DE PROJETOS

I. INTRODUÇÃO

No dia 13 de fevereiro de 2016, um incêndio decorrente de um acidente entre um caminhão carregado de combustível e outro de açúcar gerou danos à estrutura do Viaduto Santo Amaro, de tal maneira que, em um primeiro momento, chegou-se a cogitar a demolição total da sua superestrutura. Posteriormente, através de ensaios, foi possível concluir que a estrutura poderia ser recuperada. Considerando as modificações nas normas atuais em relação às da época do projeto, a estrutura será também reabilitada aos padrões hoje vigentes. Neste artigo descreve-se a estrutura original, os problemas ocasionados pelo incêndio e as soluções propostas.

2. DESCRIÇÃO DOS VIADUTOS

Trata-se de dois viadutos paralelos projetados no início da década de 1970 pelo Engenheiro Americo Bove e executados até meados da mesma década.



► **Figura 1**
Vista inferior do vão central do Viaduto Santo Amaro, após ser atingido por incêndio

A estrutura é composta por cinco vãos com seus comprimentos mostrados na Tabela 1.

Dentre os cinco vãos que compõem a estrutura, o primeiro e o último são isolados dos demais por juntas transversais, ou seja, os vãos 1 e 5 são biapoiados nas suas extremidades sem que haja continuidade

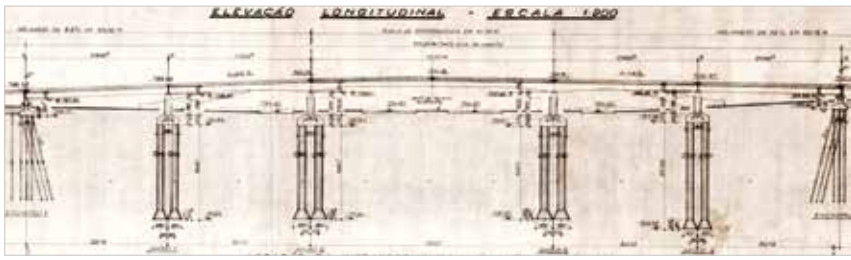
das suas superestruturas com as dos demais vãos. Já os vãos centrais 2, 3 e 4 são contínuos, formando uma viga contínua de 111 metros de comprimento. Na Figura 2 apresenta-se a elevação longitudinal dos viadutos retirada do projeto original.

As fundações são compostas por tubulões e estacas; a mesoestrutura, por pilares maciços de concreto armado e a superestrutura, por uma laje tipo “caixão perdido” de concreto protendido, apoiada sobre aparelhos de apoio de neoprene fretado no topo dos pilares.

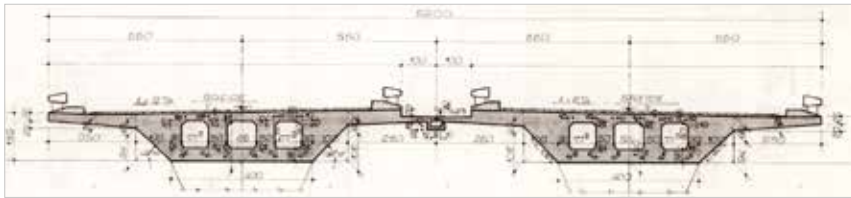
► **Tabela 1 – Comprimentos dos vãos do Viaduto Santo Amaro**

Vão 1	Vão 2	Vão 3	Vão 4	Vão 5
30 metros	30 metros	51 metros	30 metros	30 metros





► **Figura 2**
Elevação longitudinal do Viaduto Santo Amaro retirada do projeto original



► **Figura 3**
Seção transversal do trecho central do Viaduto Santo Amaro

Curiosamente, apesar dos viadutos serem praticamente idênticos, as protensões aplicadas em cada um são diferentes. O primeiro tem uma protensão que combina cabos de fios, que é um tipo de protensão mais antiga, e cabos de cordoalhas, que até hoje são usados correntemente. O segundo viaduto tem somente cabos de cordoalhas. O traçado das protensões dos viadutos também é diferente. No primeiro notam-se cabos curtos, em grupos de cabos positivos e negativos, o que gerou uma grande quantidade de ancoragens intermediárias. Já no segundo, notam-se cabos mais longos, que funcionam tanto como positivos quanto negativos, alternando suas posições entre as faces superior e inferior conforme a necessidade, ancorados nas extremidades e em alguns pontos intermediários dos vãos, o que reduziu a quantidade de ancoragens intermediárias, facilitando a execução.

Transversalmente, os dois viadutos, em conjunto, possuem 22 metros de largura.

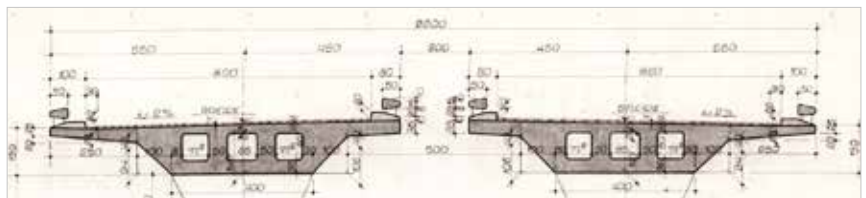
Em um trecho central, que compreende todo o vão 3 e parte dos

vãos 2 e 4, onde os viadutos passam sobre a Avenida dos Bandeirantes, esses possuem um espaçamento mínimo entre si, algo em torno de dois centímetros. Na Figura 3 apresenta-se a seção transversal desse trecho.

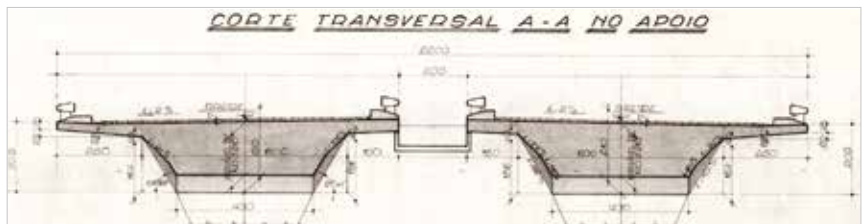
Nos trechos laterais, que compreendem os vãos 1 e 5 e parte dos vãos 2 e 4, onde os viadutos passam sobre canteiros e ruas locais, esses são separados por cerca de 2m (Figura 4).

Essa faixa central de 2m, combinada a rampas de acesso, foi originalmente concebida para a transposição de pedestres sobre a Avenida dos Bandeirantes, mas hoje está inutilizável para esse fim devido às adaptações feitas ao longo dos anos. Na sequência deste artigo descreve-se que essa faixa central será usada para a ampliação lateral dos viadutos.

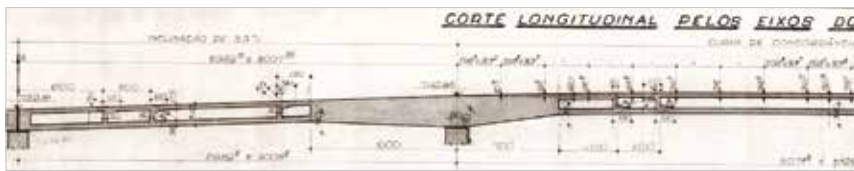
Além das seções transversais anteriormente mostradas, vale ressaltar que na região dos apoios 2 e 3, a seção tem um acréscimo de altura. Esse acréscimo ocorre em um trecho



► **Figura 4**
Seção transversal dos trechos laterais do viaduto



► **Figura 5**
Seção transversal na região dos apoios 2 e 3



► **Figura 6**
Imagem de um trecho do corte longitudinal mostrando a variação de altura na seção transversal na região dos apoios 2 e 3

de 17m, sendo 10m nos vãos 2 e 4 e 7m no vão 3. Também nesse trecho de acréscimo de altura nota-se a inexistência de vazios na seção transversal, ou seja, essa torna-se maciça (Figuras 5 e 6).

3. ACIDENTE E DANOS À ESTRUTURA

O vão 3, por estar diretamente sobre o local do acidente, sofreu danos mais intensos. Nessa região nota-se a perda de toda a fibra de carbono que estava implantada na face inferior dos viadutos. Também nota-se perda de uma camada de concreto e exposição de armaduras passivas (barras

CA-50) e ativas (protensões). Já nos vãos 2 e 4 nota-se somente a presença de fuligem decorrente do incêndio e desprendimento de algumas fitas das fibras de carbono.

Na Figura 7 vemos uma imagem do vão 3, a parte mais danificada, já em fase de obras.

A Figura 8 apresenta a imagem do vão 3 mais aproximada, onde pode-se notar uma pequena parte das bainhas de protensão também expostas.

De maneira a averiguar o dano causado pelo incêndio, foram realizados os seguintes ensaios:

► Ensaios em corpos de prova de concreto extraídos da estrutura,

que mostraram que o concreto remanescente ainda possui resistência a compressão satisfatória, inclusive em diversos casos acima da resistência característica especificada de projeto (Originalmente o projeto especificava um concreto $f_{ck}=30$ MPa. Dentre os corpos de prova extraídos foram encontradas resistências de até 70,2 MPa);

► Amostras de barras CA-50 na região atingida pelo fogo também foram ensaiadas com resultados satisfatórios - foi ensaiado o limite de escoamento, o limite de resistência, o alongamento na ruptura e o dobramento (Dentre todos os ensaios somente o limite de escoamento ficou abaixo do esperado para armaduras CA-50. Na média, o limite de escoamento ficou em 484 MPa, com menor resultado igual a 442 MPa. O esperado para armaduras CA-50 seria 500 MPa de valor característico);

► Ensaios dinâmicos também foram executados para aferir as



► **Figura 7**
Aspecto da parte do viaduto mais danificada pelo incêndio



► **Figura 8**
Detalhes da região do viaduto mais afetada pelo incêndio, onde é possível ver as bainhas de protensão



► **Figura 9**
Imagem de uma das regiões do viaduto onde foram retirados os corpos de prova

frequências naturais de vibração da estrutura e compará-las com as frequências naturais calculadas a partir de modelos numéricos (Concluiu-se que as primeiras frequências naturais de vibração da estrutura real estavam ligeiramente abaixo das calculadas no modelo numérico, indicando que a ação do fogo não alterou significativamente a estrutura - as frequências naturais do viaduto foram de 1.30 Hz, 1.81 Hz, 2.05 Hz, e 2.60Hz, enquanto os valores calculados nos modelos numéricos foram de 1.42Hz, 1.97 Hz, 2.61 Hz, e 3.77 Hz);

- ▶ Ensaios nas armaduras ativas (protensões) não foram realizados devido à impossibilidade de acesso aos cabos - Mais à frente veremos como essa impossibilidade de ensaio foi contornada.

4. SOLUÇÕES PROPOSTAS

Primeiramente deve-se ressaltar que a alternativa de recuperação estrutural do viaduto existente é mais vantajosa que a alternativa de demolição e reconstrução por diversos fatores elencados abaixo:

- ▶ Redução do prazo de obra: Estimamos que o tempo necessário para a recuperação dos viadutos é de cerca de 75 dias, enquanto o prazo para demolição e reconstrução seria de, no mínimo, 24 meses; assim, chegamos a uma diferença de tempo de intervenção de cerca de 21 meses;
- ▶ Redução direta de custo: Estimamos que o custo para realizar a recuperação dos viadutos é de cerca de 25% do custo para demolição e reconstrução, o que poupará uma soma considerável de dinheiro público;

- ▶ Redução indireta de custo: A redução de prazo de obra traz uma vantagem que talvez seja inestimável; seria muito difícil, ou praticamente impossível, estimar o custo que 21 meses a mais de congestionamentos na região representam - essa estimativa teria que computar horas incontáveis de cidadãos diariamente parados no trânsito (Se considerarmos que cada pessoa que passa pela região perde em média 30 minutos a mais por dia parado no trânsito, devido à interdição dos viadutos, podemos ter uma pequena visão do impacto disso).

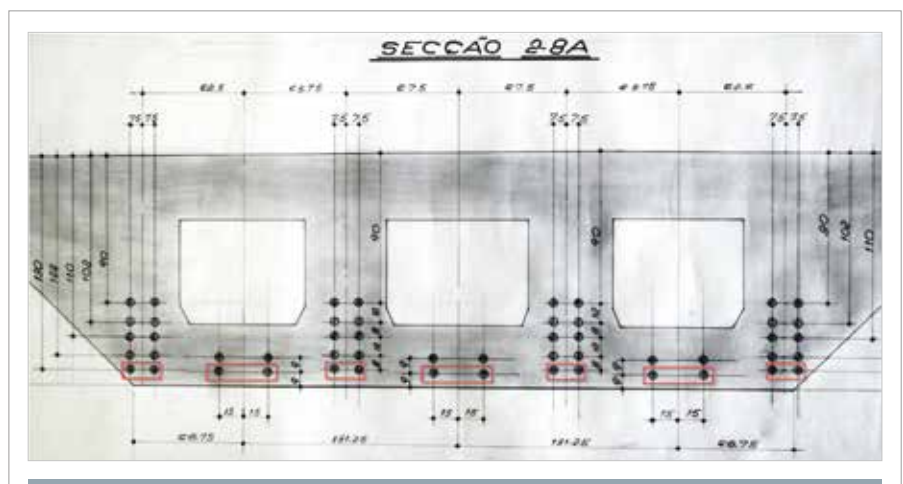
4.1 LIBERAÇÃO DE TRÁFEGO EM SITUAÇÃO PRECÁRIA

De maneira a desafogar consideravelmente os congestionamentos causados pela interdição dos viadutos, foi solicitado pela Prefeitura Municipal de São Paulo analisar a possibilidade de liberação do tráfego em caráter precário. Nessa solicitação foi questionada se seria viável a passagem, em apenas um dos viadutos (viaduto sentido

centro, que se encontra em melhor condição), de duas faixas de tráfego (uma sentido centro e outra sentido bairro) onde trafegariam apenas ônibus e táxis. Levando em consideração os danos causados à estrutura e que o tráfego seria apenas de ônibus e taxis, em apenas duas faixas, concluiu-se que essa liberação seria viável. Salienta-se que foi solicitada a limitação de velocidade a 40 km/h para minimizar efeitos dinâmicos (redução de impacto) à estrutura.

4.2 PERDA DE CONCRETO E EXPOSIÇÃO DE ARMADURAS

A perda de uma camada de concreto nas faces inferiores dos viadutos chegou a expor grande parte das armaduras passivas (barras CA-50) e uma pequena parte das armaduras ativas (protensões). Isso fez com que essas armaduras fiquem diretamente expostas às intempéries, o que, ao longo do tempo, vai gerar corrosão, além de criar uma “porta” para que também as armaduras que não foram expostas pelo incêndio venham a ser prejudicadas. De maneira a proteger



▶ **Figura 10**
Seção mostrando a localização das protensões

essas armaduras, uma nova camada de concreto deverá ser executada para reestabelecer o cobrimento mínimo de norma. Essa camada de concreto será executada pelo método chamado de concreto projetado.

4.3 DANOS ÀS ARMADURAS ATIVAS (PROTENSÕES)

Conforme descrito anteriormente, o vão 3 sofreu ação do incêndio de maneira mais intensa. Devido ao fato da avaliação das condições das armaduras ativas (protensões) ser muito difícil sem ensaios destrutivos, optou-se pela desconsideração de parte das protensões que estão nas camadas mais inferiores, ou seja, mais próximas à face diretamente atingida pelo incêndio. Na Figura 10 observa-se a seção transversal de um dos viadutos. Essa seção situa-se no meio do vão 3, mostrando as protensões existentes e destacando aquelas da primeira camada, que não será considerada trabalhando integralmente.

A desconsideração de parte das armaduras no meio do vão 3 gera uma redução da capacidade de fle-

xão dessa seção. Para compensar essa redução, uma das alternativas a seguir deve ser adotada:

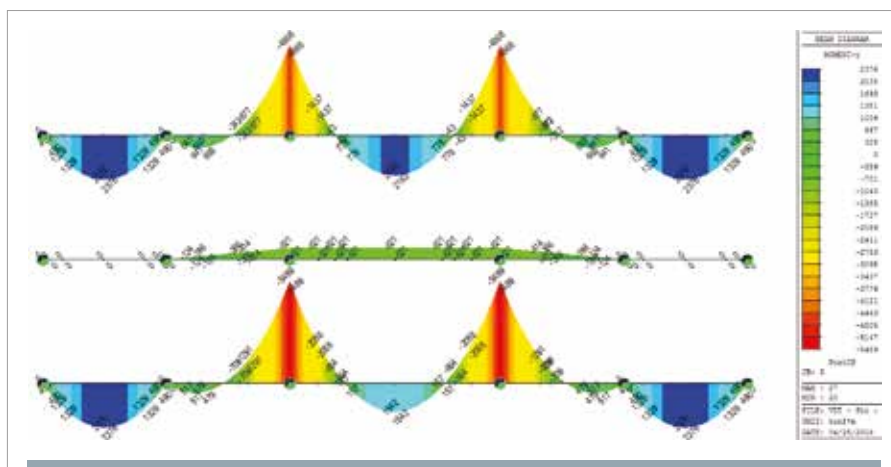
- ▶ Acréscimo de armaduras na face inferior para reestabelecer a capacidade de flexão necessária;
- ▶ Redução do esforço de flexão a um patamar para o qual as armaduras remanescentes sejam suficientes.

A primeira alternativa tem um grau de execução relativamente difícil. O acréscimo de armaduras na face inferior dos viadutos, onde a pista inferior encontra-se em tráfego, é de difícil execução. Toda a operação teria que ser feita em horários reduzidos, quando o tráfego sob os viadutos pode ser interditado, o que é muito complicado tratando-se de uma avenida de grande circulação de veículos durante o dia e noite. Dessa maneira foi considerada como premissa a execução de novas armaduras nas faces inferiores ao mínimo necessário somente para reestabelecer o cobrimento das armaduras expostas.

A segunda alternativa é de mais simples execução. Já estava previsto, e em andamento, um macaqueamento uniforme desses viadutos da ordem de 1 metro, de maneira a aumentar o gabarito vertical

da Avenida dos Bandeirantes, que hoje está em cerca de 4,50m, para os 5,50m mínimos de norma. Atualmente ocorrem diversos incidentes de veículos de maior altura que colidem com a face inferior dos viadutos devido ao baixo gabarito vertical. Esse macaqueamento será aproveitado para redução dos esforços de flexão positivos. Para isso, em vez de executar somente o macaqueamento uniforme, os apoios 2 e 3 serão macaqueados 15cm a mais que os apoios 1 e 4. Isso fará com que os momentos fletores positivos (aqueles que tracionam a face inferior do tabuleiro) sofram uma redução, trazendo esses esforços a níveis em que, mesmo considerando uma perda de parte das protensões pela ação do fogo, os momentos fletores solicitantes serão menores que os resistentes. Conseqüentemente, os momentos fletores negativos (aqueles que tracionam a face superior do tabuleiro) sofrerão um acréscimo. Isso pode ser facilmente compensado por um acréscimo de armaduras na face superior do viaduto, pois esses acréscimos podem ser feitos independentemente de interrupções de tráfego na Avenida dos Bandeirantes. A Figura 11 ilustra gráficos de esforços de flexão mostrando como esse macaqueamento diferencial reduz os esforços de flexão positivos no vão 3. Observa-se na Figura três gráficos em sequência: o primeiro deles é o diagrama de momentos fletores devido às cargas permanentes, o segundo o diagrama dos momentos fletores devido ao macaqueamento diferencial e o terceiro a soma dos dois anteriores. Comparando a primeira e terceira imagem da Figura 11, observa-se uma redução de 29% dos momentos fletores positivos permanentes no meio do vão 3 e um aumento de 13% dos momentos fletores negativos permanentes sobre os apoios 2 e 3.

Já na Figura 12, considerando a



▶ **Figura 11**
Diagramas de momentos fletores devido às cargas permanentes nos vãos 1 a 5, considerando ou não o macaqueamento diferencial

carga permanente somada às cargas móveis, nota-se uma redução de 19% dos momentos fletores positivos no meio do vão 3 e um aumento de 9% dos momentos fletores negativos sobre os apoios 2 e 3.

5. NOVAS IMPLEMENTAÇÕES PREVISTAS

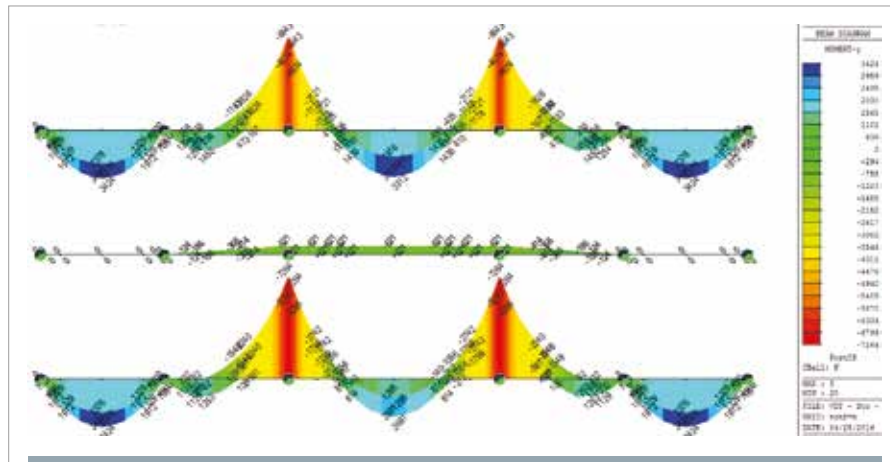
Dada à oportunidade criada pelo acidente, foi considerado por bem implementar as seguintes medidas.

5.1 ADEQUAÇÃO AO TREM TIPO 45

Por terem sido projetados na década de 70, o Trem-Tipo utilizado no projeto original está em desacordo com o que é hoje exigido em norma. Aproveitando a necessidade de reforço devido ao incêndio, os viadutos serão também reabilitados para atender a passagem do Trem-Tipo rodoviário atual de norma, o TB-45.

5.2 ADEQUAÇÃO DAS BARREIRAS DE SEGURANÇA

As barreiras de segurança utilizadas originalmente no projeto da década de 70, também estão em desacordo com o que é hoje exigido em norma. As barreiras originais de projeto colocam em risco tanto os usuários que passam sobre o viaduto como os que passam sobre eles, pois em caso de perda do controle de um veículo trafegando sobre os viadutos, este poderia cair sobre a Avenida dos Bandeirantes. Adequaremos essas barreiras para o perfil tipo “New Jersey” atual de norma, que possui um formato estudado para conduzir veículos desgovernados de volta à pista de tráfego. Considerando que em cada viaduto as barreiras de segurança hoje



► **Figura 12**

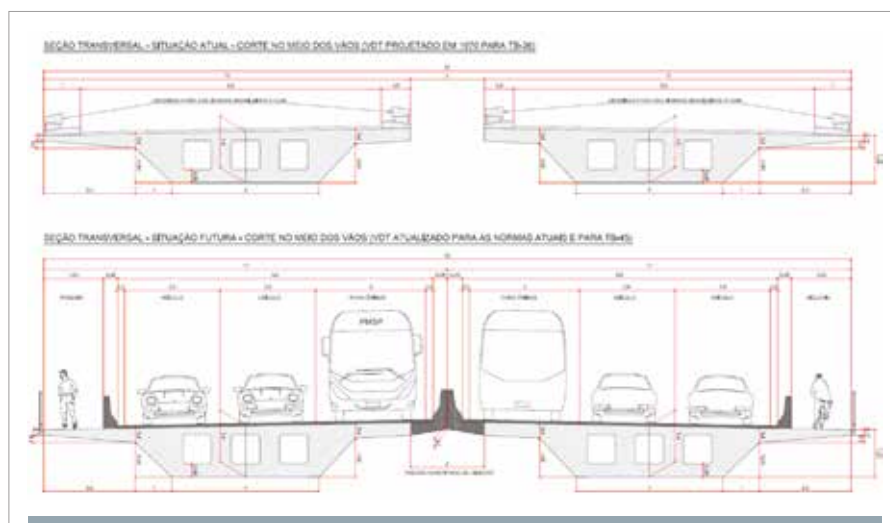
Diagramas de momentos fletores devido às cargas permanentes e móveis nos vãos 1 a 5, considerando ou não o macaqueamento diferencial

presentes somam uma largura de 1,8 m e que as novas barreiras somarão uma largura de 0,8 m tem-se um ganho de 1,0 m de largura em cada viaduto. Esse ganho de largura somado ao alargamento descrito no item 5.3 proporcionará uma melhor adequação das faixas de tráfego.

5.3 ALARGAMENTO

Será implementado um alargamento de mais 1,0 m em cada um

dos viadutos, além do ganho de largura descrito no item 5.2, utilizando uma faixa central que existe entre eles originalmente destinada a pedestres. Esse alargamento permitirá uma melhor acomodação das três faixas de tráfego de cada viaduto, além de criar espaço para uma nova faixa de pedestres em um dos viadutos, que compensará a perda da faixa central hoje existente, e uma ciclovia no outro viaduto. Considerando o alargamento de 1,0 m somado ao ganho de mais



► **Figura 13**

Comparação do viaduto antes e após a recuperação com relação às faixas de uso

da situação atual do viaduto e da situação em que ficará após a recuperação.

6. DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS

6.1 REMOÇÃO DE CONCRETO COMPROMETIDO

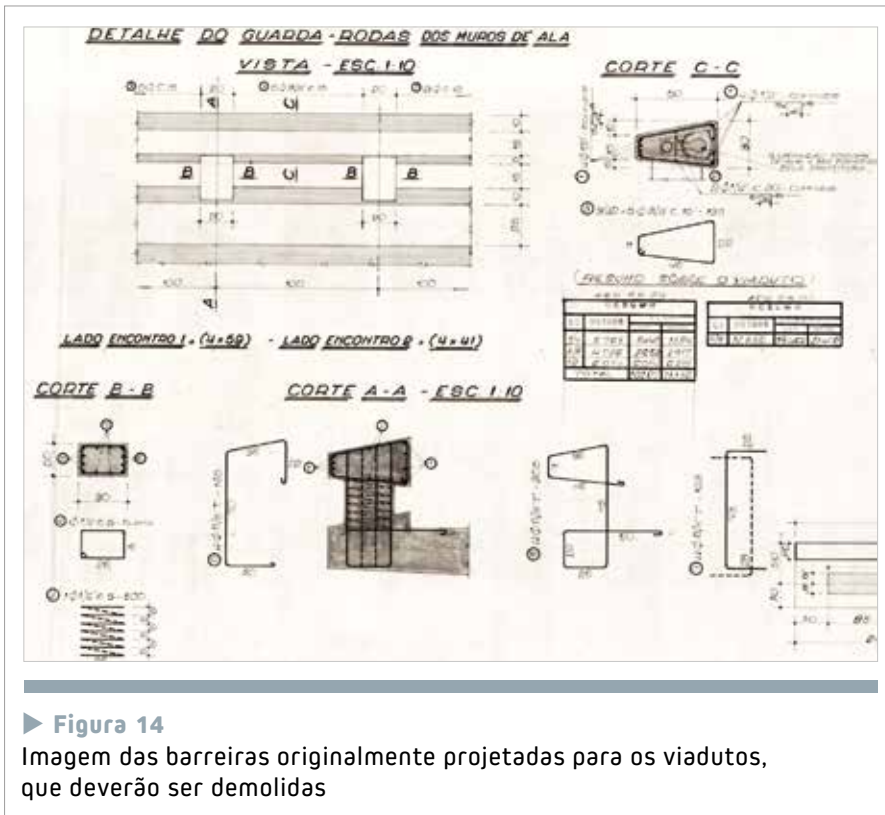
Conforme mencionado as regiões que sofreram maior incidência de fogo apresentam concreto fragilizado já se desprendendo do restante da estrutura em alguns trechos. Todo esse material solto ou que apresente características de fragilidade deverão ser removidos até que se atinja o concreto íntegro.

6.2 LIMPEZA DE FACES COM FULIGEM

As superfícies que sofreram incidência de fogo em menor intensidade encontram-se sujas de fuligem. Todas essas superfícies deverão ser limpas.

6.3 DEMOLIÇÃO DE ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS

As barreiras de segurança presentes



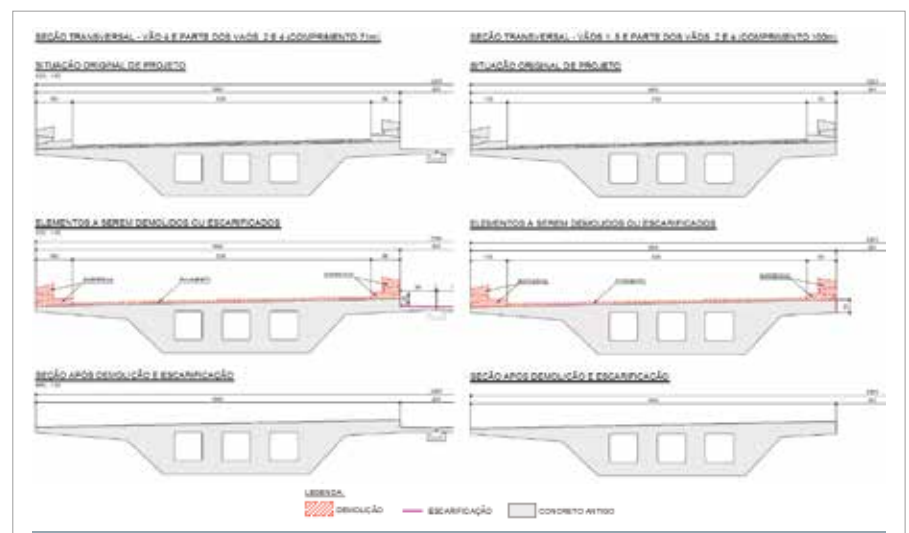
► **Figura 14**
Imagem das barreiras originalmente projetadas para os viadutos, que deverão ser demolidas

1,0 m proveniente da substituição de barreiras de segurança descrito no item 5.2, chega-se ao ganho total de largura útil em cada viaduto de 2,0 m. A largura útil de cada viaduto passará de 8,2 m para 10,2 m. Vale ressaltar que a modificação da faixa de pedestres da faixa central para uma das laterais é vantajosa para os usuários, pois a faixa central hoje encontrar-se inacessível devido a uma modificação das rampas de acesso do projeto ori-

ginal, ou seja, hoje a faixa central de pedestre encontra-se inutilizável. Outra vantagem para os usuários da faixa de pedestres é que esta se estenderá por todo o comprimento do viaduto enquanto a faixa central hoje existente se estende apenas entre os apoios 1 e 4. Na Figura 13 observam-se os detalhes



► **Figura 15**
Demolição de elementos não estruturais do viaduto



► **Figura 16**
Imagens ilustrando as seqüências executivas na recuperação do viaduto

atualmente nos viadutos estão em desacordo com a norma atual de barreiras rígidas (Figura 14).

Ao longo dos anos camadas de recapeamento foram executadas sobre os viadutos. Isso levou ao acúmulo indevido de asfalto. Todas as camadas de pavimentação devem ser removidas até atingir o topo da laje estrutural.

Além das demolições necessárias existem faces de concreto que receberão recobrimento de concreto novo. Essas faces precisam ser escarificadas de maneira a remover uma camada superficial de concreto velho, permitindo adequada adesão entre o concreto velho e novo.

6.4 CONCRETO PROJETADO

Nas regiões onde houve perda de concreto e, conseqüente exposição de armaduras, uma nova camada de concreto deverá ser executada de maneira à reestabelecer o cobrimento. A seqüência de execução será composta pelas etapas de furação, colocação de grampos e telas, e finalmente projeção do concreto (Figura 17).

6.5 AMPLIAÇÃO LATERAL

A ampliação será feita estendendo o comprimento da laje na borda central dos viadutos. A seqüência de execução dessa ampliação contempla a escarificação das superfícies de concreto antigo que serão recobertas com concreto novo, posicionamento de fôrmas e armaduras e concretagem (Figura 18).

6.6 PAVIMENTO INCORPORADO ESTRUTURAL

Na face superior dos viadutos,



► **Figura 17**

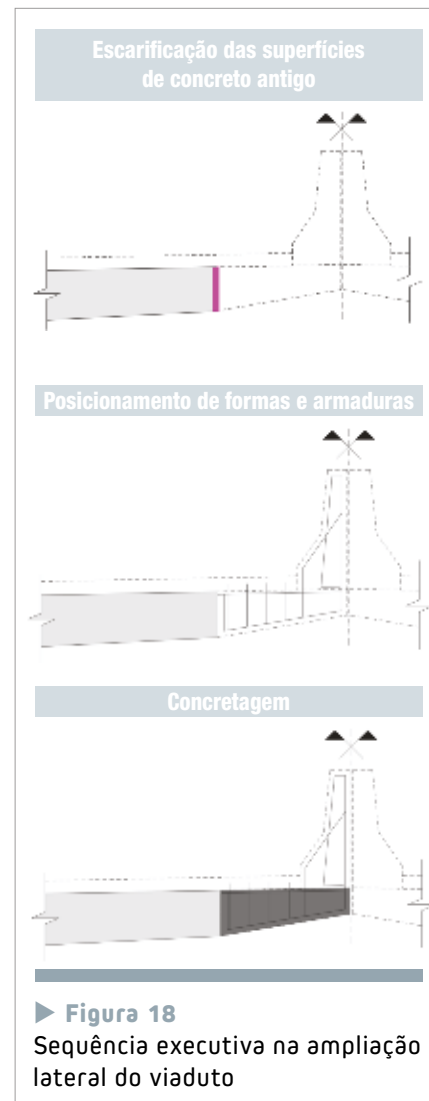
Imagem apresenta os serviços de reparação do viaduto

onde atualmente existem camadas de pavimento não estrutural, será executada uma camada de 10 cm de pavimento estrutural. Chama-se esse pavimento de estrutural, pois, ao contrário de pavimentos comuns, que são apenas uma camada que proporciona conforto aos usuários do viaduto, este fará parte integrante da estrutura e será usado para abrigar novas armaduras necessárias para a recuperação e reabilitação estrutural. Nessa camada de pavimento estrutural serão dispostas as novas armaduras necessárias para combater o acréscimo de momentos fletores negativos devido ao macaqueamento diferencial de apoios (Figura 19).

6.7 MACAQUEAMENTO DIFERENCIAL DE APOIOS

Conforme descrito no item 4.2, para alívio dos esforços de flexão positivos, os apoios 2 e 3 deverão sofrer um macaqueamento de 15 cm a mais que os apoios 1 e 4. Isso será feito usando os mesmos equipamentos e provisões utilizados para o macaqueamento uniforme de apoios. Conforme mencionado anteriormente, já estava previsto um macaqueamento uniforme da obra antes mesmo do incêndio ocorrido. Após a conclusão do macaqueamento uniforme de apoios, no qual os apoios 1, 2, 3 e 4 serão igualmente elevados, deverá encer-

rar-se o macaqueamento dos apoios 1 e 4 e prosseguir com o dos apoios 2 e 3 por mais 15cm. Esse processo será feito usando consoles que já haviam sido projetados e executados antes do incêndio. Os mesmos consoles podem ser utilizados, pois a carga extra necessária para deformar



► **Figura 18**

Seqüência executiva na ampliação lateral do viaduto

a estrutura em 15 cm é pequena comparada à carga para mobilizar o peso próprio dos apoios. Foi estimada uma carga para mobilização do peso próprio de 1300 toneladas para cada um dos apoios 2 e 3; e para deformar a estrutura mais 15cm estimamos mais 30 toneladas em cada um dos apoios 2 e 3.


7. CONCLUSÃO

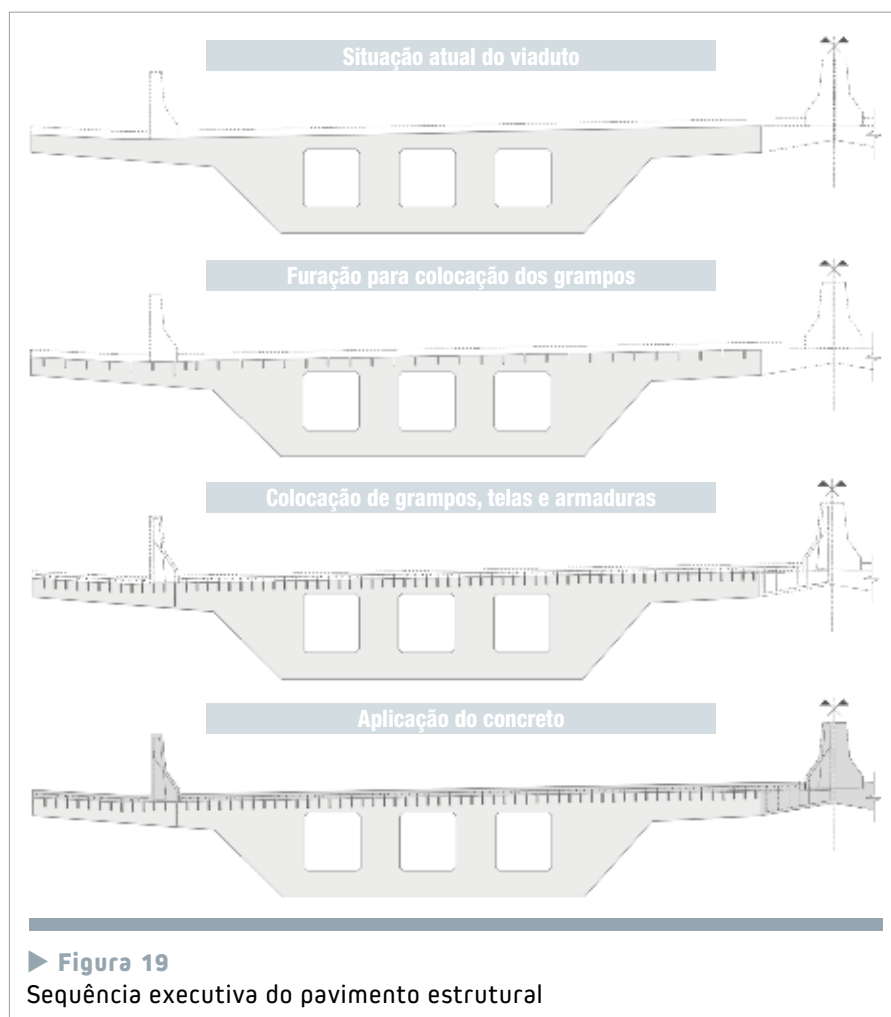
A utilização do macaqueamento diferencial entre apoios foi o ponto chave para permitir uma rápida recuperação e reabilitação estrutural do viaduto Santo Amaro. Esse procedimento permitirá que a maioria dos trabalhos sejam realizados na face superior dos viadutos, onde o acesso,

além de infinitamente mais fácil, também é irrestrito 24 horas por dia, diferentemente das faces inferiores, que dependem de interdições de vias de tráfego. Vale ressaltar que os viadutos serão recuperados separadamente, ficando um deles em obras, enquanto o outro atende ao tráfego de ônibus e táxis. Posteriormente o que foi primeiro recuperado entrará em tráfego para que o segundo possa ser recuperado. Esse procedimento de macaqueamento diferencial pode ser utilizado em obras de alargamento e adequação de viadutos e pontes antigas de superestrutura contínua. Deve-se observar se alteração do greide longitudinal não traz prejuízo ao tráfego, como acentuação de rampas já muito

fortes, ou prejuízo ao escoamento de águas pluviais. Geralmente esses problemas não ocorrem visto que esses macaqueamentos diferenciais são de poucos centímetros, o que não chega a alterar drasticamente o greide longitudinal das obras. Neste caso, por exemplo, tem-se um acréscimo de 15cm em vãos de 30m, o que representa um aumento da inclinação das rampas longitudinais de 0,5%. Outro efeito que deve ser levado em consideração são os de fluência do concreto. Apesar de em obras de alargamento e recuperação estar-se tratando com concretos já com certa idade, onde os efeitos de fluência já estão avançados, a alteração dos diagramas de esforços permanentes pode gerar alterações nos diagramas de esforços devido à fluência após a realização do macaqueamento diferencial. No caso do Viaduto Santo Amaro foi simulada, posterior ao macaqueamento, a passagem de mais 50 anos. O momento fletor devido à fluência acentuou o momento fletor positivo dos vãos 2 a 4. No vão 3, onde esse efeito foi mais acentuado, esse acréscimo chegou a aproximadamente 8% do momento fletor de cálculo.

8. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem primeiramente à Prefeitura Municipal de São Paulo pela oportunidade e confiança no trabalho para recuperação de um bem público de tal importância. Também agradecem à ABECE (Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural) e ao IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto) pelo apoio junto aos órgãos competentes durante o processo de apresentação da solução alternativa. 



Retrofit da estrutura de um edifício com mais de 50 anos

DOUGLAS COUTO – ENGENHEIRO CIVIL | DYETRY MIRANDA – ENGENHEIRO CIVIL | JESSIKA PACHECO – ENGENHEIRA CIVIL

PhD ENGENHARIA

PAULO HELENE – PROFESSOR TITULAR

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

I. INTRODUÇÃO

A quantidade de terrenos com dimensões satisfatórias para a construção de edifícios nas grandes capitais está se tornando cada vez mais escassa. Por outro lado, o número de edifícios antigos abandonados ou obsoletos aumenta consideravelmente, os quais, muitas vezes, acabam por ser vandalizados, invadidos e habitados por grupos de movimentos sociais. Visando à preservação da história e à memória desses edifícios, aliada com o lançamento de novos empreendimentos, os mesmos são renovados para atenderem aos requisitos necessários ao uso residencial ou corporativo atuais. Esta prática é conhecida como *Retrofit* (CAMPOS, 2006)[1]. O fato de renovar o edifício, sem a necessidade de sua demolição, reduz a geração de resíduos e a extração de matéria-prima, tornando uma prática que deve ser incentivada.

No Brasil, a maioria das edificações possui estrutura em concreto armado, que são estruturas relativamente jovens, da ordem de 60 a 80 anos no máximo. Registra-se que a primeira estrutura de concreto armado do mundo foi execu-

da em 1901, na França (HELENE, 2007)[2]. Assim sendo, a prática de *Retrofit* em estruturas de concreto pode ser considerada recente e o mercado da construção civil precisa absorver seus conceitos, de maneira a garantir uma prática segura, durável e sustentável.

É imprescindível considerar o sistema estrutural quando se inicia o planejamento do *Retrofit*, pois é necessário verificar o estado em que este se encontra, inspecioná-lo, elaborar um correto diagnóstico e proceder, caso necessário, com medidas corretivas, garantindo assim o desempenho exigido pelas normas atuais (durabilidade, estabilidade, sustentabilidade e ações do fogo). Também se faz necessário realizar um extenso trabalho de compatibilização, verificando os locais onde pode haver aumento de carga e interferências com outros sistemas (incluindo a necessidade de realizar furos e aberturas em vigas e lajes).

O objetivo desse artigo é contribuir para a evolução dos procedimentos de *Retrofit* no Brasil. De modo específico, este trabalho se refere aos serviços de *Retrofit* de um edifício de 10 pavimentos do final da década de 50. Atualmente denomi-

nado Torre A de um complexo corporativo maior, que fica situado em São Paulo, SP, Brasil. O edifício foi construído pela já extinta Construtora Warchawchick Neumann, em 1959. Sua estrutura foi executada pela também extinta Edibrás Construções Ltda e projetada pelo Escritório Técnico Júlio Kassoy e Mario Franco (JKMF), empresas de grande renome em suas áreas de atuação. A Fig. 1 apresenta o edifício durante sua execução, em 1959, e a execução do *Retrofit*, em 2014.

O trabalho exposto neste artigo apresenta, de forma prática e sistemática, as etapas necessárias para um adequado planejamento e acompanhamento técnico dos serviços de reforço e adequação estrutural de edifícios de concreto armado.

2. ETAPAS PRÉVIAS PARA ESCOLHA DAS INTERVENÇÕES

A seguir serão apresentadas as etapas que auxiliaram na estratégia de intervenções no edifício estudado. Consiste basicamente em avaliar o estado inicial da estrutura e de estudar as modificações solicitadas pelo proprietário. Essas etapas devem ser realizadas englobando todas as intervenções que



► **Figura 1**
Edifício conhecido hoje como Torre A em São Paulo, SP (H.G. Flieg, 1959)[3]

serão propostas, para que possa ser realizado um estudo de viabilidade. A avaliação do estado da estrutura depende prioritariamente do serviço de um engenheiro especializado, enquanto que o levantamento

das modificações relacionadas com a modernização dos equipamentos torna essencial a colaboração entre profissionais de diversas áreas, com definições claras das novas solicitações.

2.1 Avaliação do estado da estrutura

Inicialmente, foi avaliado o estado da estrutura realizando uma inspeção preliminar, incluindo anamnese

► **Tabela 1 – Resumo da Anamnese do edifício**

Ano de execução e local:	1959. Cidade de São Paulo, SP, Brasil.		
Uso ao qual foi projetado:	Edifício Comercial, Escritórios: 200kgf/m ² carga variável*		
Estrutura em concreto armado:	Aço:	CA25 => Necessidade de ensaios	
	Concreto:	Não encontrado	Resultado: Extração segundo ABNT NBR7680[4] 15MPa
Projetos:	Fôrma:	Não encontrado	=> Levantamento estrutural Topográfico
	Armadura:	Não encontrado	=> Necessidade de Inspeção
Levantamento de intervenções anteriores	Inspeção Preliminar, em 2013, que danificou partes da estrutura e pequenas reformas ao decorrer dos anos, sem muita relevância.		
Normalização vigente:	No ano de:	1959	2014
	Estrutura:	NB-1, 1940 [5]	ABNT NBR6118 [6]
	Concreto:	NB-1, 1940 [5]	ABNT NBR12655 [7]
	Desempenho	Não existia	ABNT NBR15575 [8]
	Incêndio:	Não existia	ABNT NBR15200 [9]

* Adotado, por bom senso, pelo projetista.

estrutural, inspeção visual, levantamento de danos e ensaios adicionais.

2.1.1 ANAMNESE ESTRUTURAL

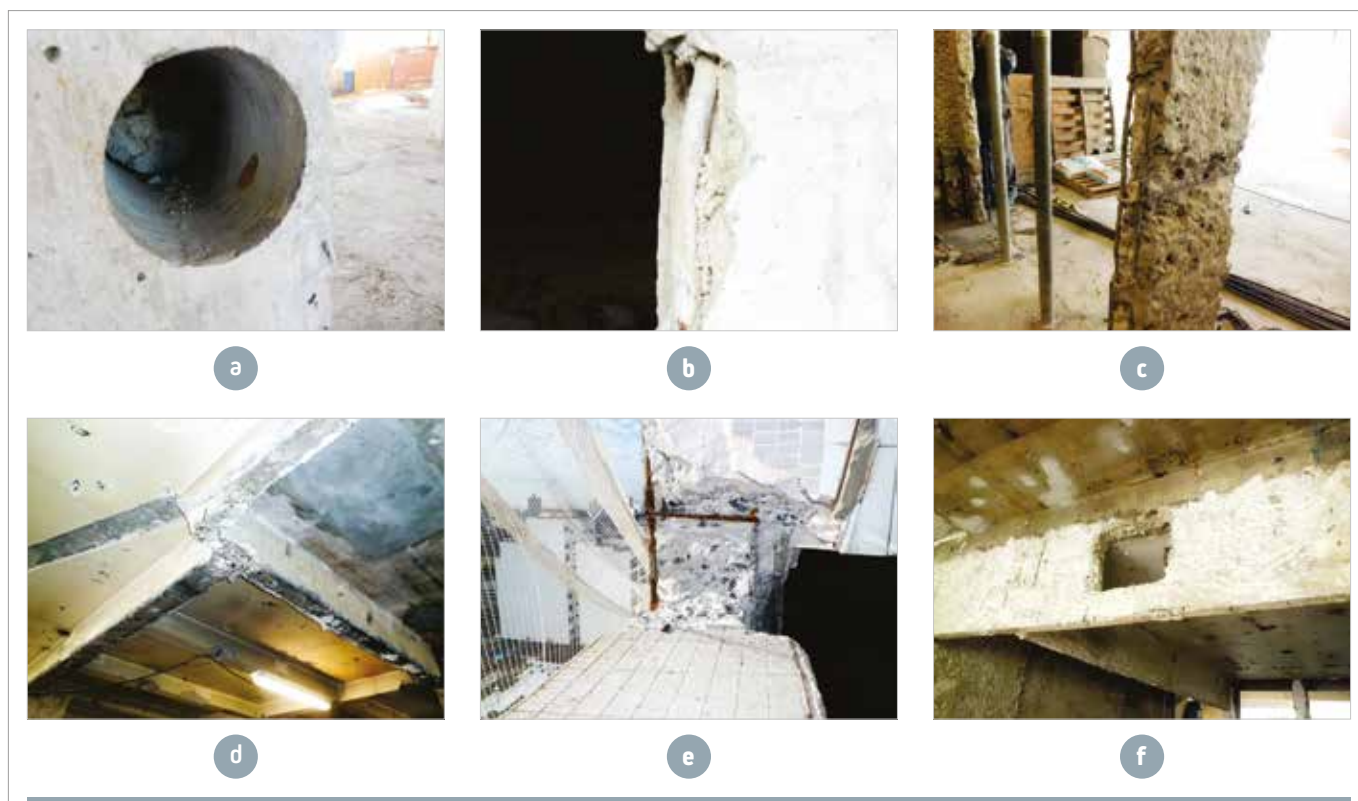
Semelhante ao conceito de anamnese usado na medicina, se faz necessário o levantamento de todas as informações do edifício para produzir um diagnóstico correto. Em resumo, as informações mais importantes levantadas foram: o ano de construção e projeto (1959); o uso inicial destinado ao primeiro usuário e a mudança de proprietário, o que não implicou na mudança de uso do edifício, permanecendo como edifício comercial até os dias de hoje; os materiais utilizados na estrutura (aço do tipo CA25 e concreto, sobre os quais, inicialmente, não havia informações).

Foi necessário então realizar um ensaio, que será descrito no item 2.1.3, onde foi encontrado 15MPa de resistência à compressão do concreto. Informações referentes aos projetos de fôrma e armação também não foram encontradas, sendo necessário realizar um levantamento topográfico e inspeções na armadura do pilar. Levantamento das intervenções realizadas anteriormente ao acompanhamento destes autores, as quais, conforme constatado, foram realizadas em 2013 e de maneira inadequada, que também visavam obter informações da estrutura e serão descritas mais detalhadamente no item 2.1.2 deste documento. As informações levantadas encontram-se organizadas na Tabela 1, bem como uma listagem das normas brasileiras relevantes vi-

gentes na época de execução, relacionadas com as normas atuais.

2.1.2 INSPEÇÃO VISUAL E LEVANTAMENTO DE DANOS

A inspeção visual é usada para avaliar a estrutura e determinar os locais que possam apresentar problemas, sendo o registro fotográfico fundamental nesta etapa. Os principais itens observados durante a inspeção visual encontram-se na Figura 2. As não conformidades mais relevantes são óculos de extrações de testemunho, realizadas anteriormente, onde, em alguns pilares, houve o corte indevido da armadura longitudinal do pilar, como mostra a Figura 2(a). As Figuras 2(b) e (c) mostram pilares com armadura aparentemente flambada; no primeiro pilar, a causa não



► Figura 2

Principais não conformidades encontradas durante a inspeção visual: (a) Corte de armadura principal durante a extração de testemunho; (b) e (c) armadura de pilares flambada; (d) Remoção indevida de pilares; (e) Ponto de corrosão e (f) Abertura de grande dimensão na viga, não prevista no projeto

foi descoberta, no segundo a causa está relacionada, provavelmente, com a remoção não planejada de dois pilares, conforme Figura 2(d). A Figura 2(e) traz um exemplo de ponto de corrosão encontrado no edifício - a maioria era procedente de inspeções do ano anterior, que não foram recuperadas. A Figura 2(f) apresenta abertura de grandes dimensões na viga, provavelmente não considerada no projeto original, onde foi observado o corte de 3 estribos.

2.1.3 ENSAIOS ADICIONAIS

Conforme apresentado, durante a anamnese não foram encontradas informações sobre a resistência à compressão do concreto aplicado. Sendo assim, procedeu-se com ensaios complementares de extração de testemunho, em conformidade com a ABNT NBR 7680-1 [4]. Esta norma traz os requisitos relacionados com a amostragem a ser empregada, os cuidados a serem adotados durante o procedimento de extração, para que não ocorra danos à armadura do pilar e na preparação da amostra para o ensaio de resistência à compressão.

Visando confirmar os resultados fornecidos pela inspeção anterior, realizou-se 12 extrações de testemunhos, somadas às 29 extrações anteriores (sendo que 10 dentre essas danificaram irreversivelmente a armadura principal do pilar, fragilizando consideravelmente a estrutura). De posse dos resultados obtidos neste ensaio ($f_{c,ext}$), utilizando coeficientes de correção (que envolvem a relação entre a altura e o diâmetro do testemunho, o efeito deletério de broqueamento, entre outros), obteve-se a resistência à compressão característica do concreto equivalente à obtida



► **Figura 3**
Medição da profundidade de carbonatação em pilar de fachada

em corpos de prova moldados aos 28 dias de idade ($f_{ck,est,eq}$).

Com o valor obtido, realiza-se uma nova correção devido a permissão da ABNT NBR 6118[6] de reduzir o coeficiente de ponderação da resistência do concreto em 10%, por dispor de um resultado que abarca maior conhecimento da resistência, sendo o ($f_{ck,est,eq}$) multiplicado por 1,1. Desta forma, obteve-se, em 9 extrações, resistência característica à compressão de 15MPa e nas demais valores iguais ou superiores a 20MPa.

Com vistas à análise da vida útil da estrutura, verificaram-se as frentes de carbonatação do concreto. A norma brasileira, ABNT NBR 6118, na seção 7, elenca alguns critérios de projeto que visam à durabilidade e prescreve que a “durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura” [6]. A norma estabelece espessuras mínimas de cobrimento, de acordo com a classe de agressividade do ambiente no qual se encontra o elemento estrutural (tabela 7.2 da ABNT NBR 6118, 2014), visando dificultar o ingresso dos agentes agressivos no interior do concreto.

Para o caso do edifício em estudo, por estar situado em São Pau-

lo, o mecanismo preponderante de deterioração relativo à armadura é a despassivação por carbonatação, onde o agente agressivo é o gás carbônico, CO_2 , que se difunde na estrutura de concreto. Esse mecanismo de penetração de CO_2 torna o meio passivo do concreto em meio ácido e, quando essa frente de carbonatação alcança a armadura, inicia-se o seu processo de corrosão.

Para analisar a profundidade de carbonatação da estrutura, utilizou-se um indicador ácido-base (solução de 1% fenolftaleína), onde foi encontrado o valor máximo de 0,6cm. Relacionando esse valor com o cobrimento de 2cm inspecionado, podemos concluir que, no decorrer dos 56 anos da estrutura, não houve significativo comprometimento da proteção passiva da armadura, sendo necessários apenas pequenos reparos pontuais. É importante ressaltar que os pilares externos (da fachada) estavam revestidos de granito e não apresentavam espessura de cobrimento carbonatada.

2.2 Modificações solicitadas pelo proprietário

Para finalizar a proposta de intervenções estruturais, verificaram-se

► Tabela 2 – Resumo das intervenções no edifício

Elemento	Motivo	Intervenção	Quantidade
Vigas	Necessidade de abertura de viga devido ao duto de ar condicionado.	Reforço de viga	8
	Abertura de viga sem planejamento	Recuperação da seção da viga	1
	Furos em viga	Posicioná-los corretamente	100
	Remoção de dois pilares sem planejamento	Reforço de viga	1
Pilares	Armadura aparentemente flambada	Reforço dos pilares	12
	Pilares com resistência menor que 20 MPa	Reforço dos pilares	11
	Óculo de extração correta, sem dano a armadura	Recomposição por <i>dry-pack</i>	10
	Óculo de extração inadequada, com dano a armadura	Recuperação de armadura	10
Lajes	Laje para apoio da nova carga do equipamento de ar condicionado	Demolição e reconstrução	1
	Abertura de <i>shafts</i>	Reforço de borda	45
Viga, laje e pilar	Adequação da estrutura para atender o TRRF	Projeção de argamassa	25.000 m ²
	Corrosão de armaduras	Tratamento da corrosão	20

as interferências de outros sistemas com o sistema estrutural. Nessa etapa, é necessário realizar a compatibilização dos projetos, levando em consideração o posicionamento dos elementos estruturais e identificando principalmente as regiões de solicita-

ções superiores ao estabelecido.

Neste estudo de caso, as principais atividades do *Retrofit* que interfeririam na estrutura seriam:

- Instalação do novo equipamento de ar condicionado no pavimento da cobertura, sobrecarregando-o;

- Remodelação de escada para atender solicitação do corpo de bombeiros (Norma Estadual de SP);
- Demolição de reservatório;
- Aberturas e furos nas lajes para novos *shafts*;
- Aberturas e furos nas vigas para novos sistemas e;
- Adequação da estrutura para atender aos “Tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF)”.

3. EXECUÇÃO DAS INTERVENÇÕES

Após o levantamento do estado da estrutura e das modificações solicitadas pelo proprietário, foram propostas e executadas as intervenções que se encontram resumidas na Tabela 2, que serão detalhadas nos próximos itens.

3.1 Intervenções em vigas

3.1.1 REFORÇO EM VIGA DEVIDO ÀS ABERTURAS

Os dois reforços, tanto das aberturas das vigas para passagem das tubulações do sistema de ar condicionado quanto para o fechamento da abertura não prevista (encontrada na



► Figura 4

Reforço em vigas para passagem de duto e fechamento das aberturas antigas



► **Figura 5**

Reforço em viga devido à ausência de pilares, incluindo “sulco” na laje e detalhe de ancoragem no pilar

inspeção), são concebidos de maneira similar, conforme Figura 4.

3.1.2 POSICIONAMENTO CORRETO DOS FUROS EM VIGAS

Os furos adicionais para passagem de tubulação seguiram

os posicionamentos recomendados no item 13.2.5.1 da NBR6118 [6]. Algumas tubulações foram modificadas para atender a norma, pois os projetos dos sistemas não haviam considerado a estrutura existente. Recomendou-se realizar cortes de furações para que não ocor-

ressem furos em locais que pudessem comprometer a estrutura. Durante a execução dos furos, evitou-se o corte de estribos, instruindo a equipe para retirar seu cobrimento, utilizado martete leve ou furadeira, antes de efetuar o furo. Esse simples cuidado garantiu a integridade da viga.



a



b



c



d



e



f

► **Figura 6**

Reforço em pilar com armadura aparentemente flambada: (a) Apicoamento da superfície e abertura da laje; (b) Posicionamento das armaduras; (c) Abertura e limpeza com ar sob pressão dos furos para ancoragem; (d) Ancoragem química, tipo injetável; (e) e (f) Posicionamento da fôrma, com previsão de janelas, para garantir que a altura máxima de lançamento do gráute não seja maior que 1,20m

3.1.3 REFORÇO DE VIGA DEVIDO À RETIRADA DE PILARES

Para manter o vão de 8m no local onde deveria ter 5m, antes da retirada de dois pilares, reforçou-se a viga aumentando cerca de 50% da sua área. O procedimento de reforço encontra-se na Figura 5, incluindo o preenchimento com *graute* da abertura na laje (sulcos) com as armaduras negativas posicionadas e o detalhe de ancoragem no pilar devido ao aumento da largura da viga.

3.2 Intervenções em pilares

3.2.1 REFORÇO EM PILARES

Procedeu com o reforço dos pilares que apresentavam armadura aparentemente flambada. A Figura 6 apresenta as etapas de reforço, ressaltando a importância da previsão de janelas de, no máximo, 1,20 m, para se evitar segregação do material durante o seu lançamento.

O mesmo procedimento foi realizado para reforçar os pilares cujo

testemunho extraído obteve resistência à compressão inferior a 20MPa. A resistência especificada para o concreto aplicado no reforço foi de 50MPa.

3.2.2 FECHAMENTO DE ÓCULO DE EXTRAÇÕES

Na Figura 7, de forma sucinta, encontra-se o processo de preenchimento do óculo (furo) ocasionado pela extração de testemunho, conhecido como método *Dry-pack*, que consiste em compactar camadas de 2cm de argamassa rica em cimento (2:1). Esse método garante a aderência e o preenchimento completo do óculo. A Figura 7 também apresenta o procedimento de recuperação da armadura principal cortada durante a extração.

3.3 Intervenções em lajes

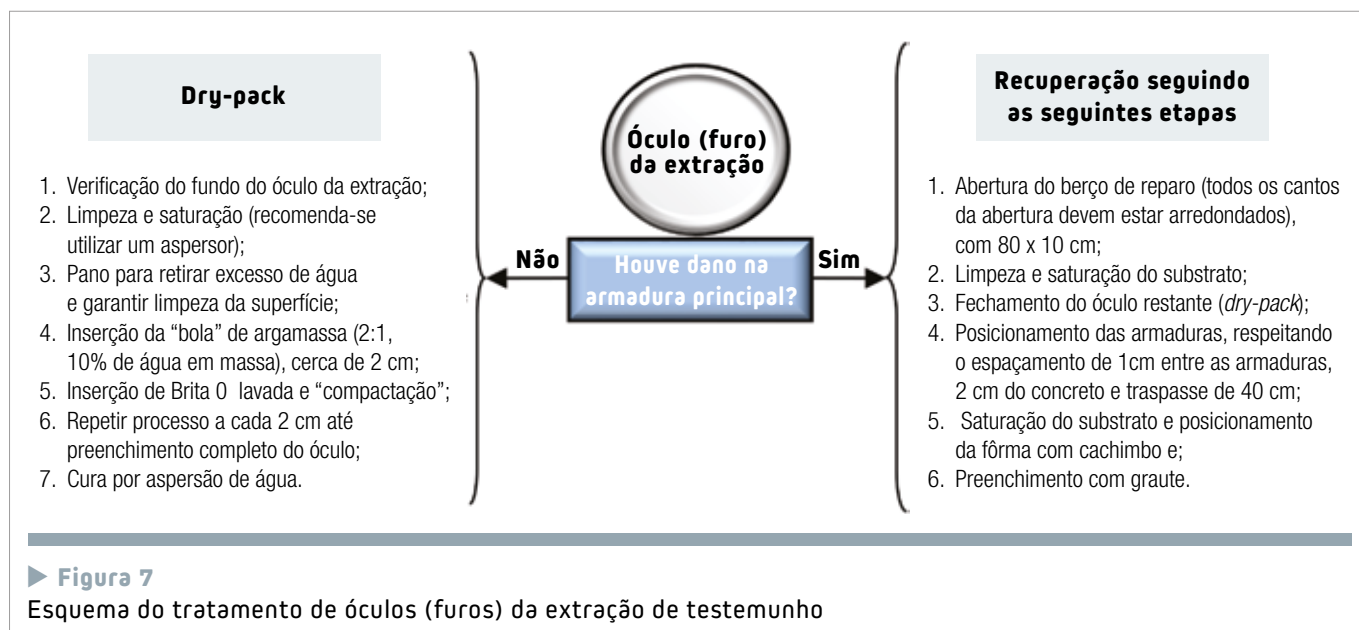
3.3.1 EXECUÇÃO DE UMA NOVA LAJE

Com o aumento da solicitação dos equipamentos de ar condicio-

nado na cobertura, decidiu-se por demolir parte da laje de vigotas pré-fabricadas e executar uma laje maciça de concreto com $f_{ck} = 30\text{MPa}$, reforçando as vigas de borda. Durante a demolição, houve posicionamento de pneus e madeira para diminuir o impacto da queda dos resíduos de demolição. Ressalta-se nesse item a importância de se escorar ao menos 2 dos pavimentos inferiores, pois, mesmo que o concreto apresente 50 anos de idade, a laje inferior não foi dimensionada para resistir ao peso da laje superior, somados aos impactos causados durante a demolição.

3.3.2 REFORÇO DE BORDA DE SHAFT

Para abertura de *shafts*, procedeu-se de maneira simples: após a avaliação do posicionamento dos furos, indicou-se um procedimento de reforço de borda de 5cm, dobrando a armadura existente e adicionando 2 armaduras longitudinais ancoradas quimicamente, preenchendo a borda com *graute*.





a



b



c



d



e



f

► Figura 8

Argamassa estrutural à base de cimento e areia (a e b), com adição de adesivo epóxi líquido (c), para garantir aderência ao concreto: preparação do substrato, remoção de agentes contaminantes (d); saturação da superfície do concreto com jato de água sob pressão (e) e sua aplicação com projetor (f)

3.4 Intervenções em todos os elementos estruturais

3.4.1 TRATAMENTO DE CORROSÃO

Após o mapeamento dos pontos de corrosão, procedeu-se com o seu tratamento, iniciando com o escoramento da região para os tratamentos profundos; demarcação com giz e disco de corte, sem danificar a armadura; remoção do concreto, inclusive por trás da armadura, com uso de martelo leve; limpeza da armadura, removendo todo o produto de corrosão, até apresentar brilho metálico, medindo a perda de seção com um paquímetro e se esta apresentasse perda de seção maior que 10%, prosseguia-se com sua recomposição, utilizando uma armadura

de bitola equivalente traspassando 40ϕ em cada direção; o procedimento foi finalizado com o posicionamento de uma fôrma provida de cachimbo e preenchimento com uso de graute estrutural com $f_{ck} \geq 30\text{MPa}$.

3.4.2 PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO

É necessário que a estrutura atenda aos *Tempos Requeridos de Resistência ao Fogo* (TRRF), que, nas condições de contorno, foi considerado 90min. A resistência ao fogo da estrutura de concreto deve-se basicamente ao revestimento da armadura (que serve como proteção ao calor), pois, no caso do aço CA50, a perda de resistência à tração inicia-se temperaturas superiores a 400°C (o aço CA25 provavel-

mente começa a perder resistência à tração nas mesmas temperaturas).

Em geral, o revestimento mínimo para os requisitos de durabilidade já atendem aos requisitos de proteção frente à ação do fogo, mas, no caso desse edifício, que era regido pela NB-1 de 1940 [5], os revestimentos mínimos para durabilidade eram menores que os atuais e não atendiam ao TRRF, sendo necessário então aumentar as espessuras dos elementos estruturais, atendendo assim as exigências do Corpo de Bombeiros de São Paulo, conforme IT-08/2011 [10] e a ABNT NBR 15200 [9]. Para revestir estes elementos, utilizou-se argamassa estrutural de cimento e areia com $f_{ck} \geq 30\text{MPa}$, projetada e dosada em obra, seguindo o procedimento descrito na Figura 8.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A revitalização de edifícios antigos é uma alternativa que se mostra cada vez mais favorável aos requisitos de sustentabilidade, bem como à preservação do patrimônio histórico de uma cidade. Considera-se

de fundamental importância avaliar adequadamente a sua estrutura e definir claramente as interferências e alterações que ocorrerão em seu sistema estrutural, devido à modernização dos demais sistemas, visando manter ou, em alguns casos,

aumentar a capacidade portante de seus elementos estruturais. A participação de um especialista da área de estrutura no início do processo do *Retrofit* facilita o planejamento econômico e a definição das limitações estruturais. ➡

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] Campos, I. M.. O que é retrofit? 2006. Disponível em: <<http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=22&Cod=60>>. Acesso em: 13 jan. 2015.
- [02] Helene, P. VIDA ÚTIL de 106 ANOS! Muito bem vividos! 2007. Disponível em: <http://www.ibracon.org.br/news/index_vida.htm>. Acesso em: 13 jan. 2015.
- [03] Flieg, H. G. - Edifício-sede da Pirelli, na Alameda Barão de Piracicaba, São Paulo. 1959. Acervo Instituto Moreira Salles. Disponível em: <<http://www.ims.com.br/ims/artista/colecao/hans-gunter-flieg/obra/1284>>. Acesso em: 07 jan. 2014.
- [04] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7680-1: Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Parte 1: Resistência à compressão axial. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.
- [05] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NB1: Cálculo e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro: ABNT, 1940. 15p.
- [06] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: Projetos de Estruturas de Concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238p.
- [07] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12655: Concreto de Cimento Portland – preparo, controle, recebimento e aceitação – procedimento. Rio de Janeiro, 2015. 23p.
- [08] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15575: Edificações habitacionais – Desempenho. Rio de Janeiro, 2013. 71p.
- [09] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012. 48p.
- [10] Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Instrução Técnica Nº 08 – Resistência ao fogo dos elementos de construção. São Paulo: Corpo de Bombeiros da Polícia Militar de Estado de São Paulo, 2011. 12p.

consultoria e projetos estruturais



viabilização de tráfego de cargas especiais

recuperação e reforço de edificações



adequação funcional de obras de arte

projetos de obras de arte



soluções de qualidade

www.engeti.eng.br

Avenida angélica, 1996, conj. 404 - Consolação, São Paulo - SP - CEP: 01228-200 Tel: (11) 3666.9289



Patologias em revestimentos de argamassas em fachadas de edifícios e sua recuperação

ALEXANDRE TOMAZELI – ENGENHEIRO CIVIL

GUILHERME DE CASTRO GONÇALVES – ENGENHEIRO CIVIL

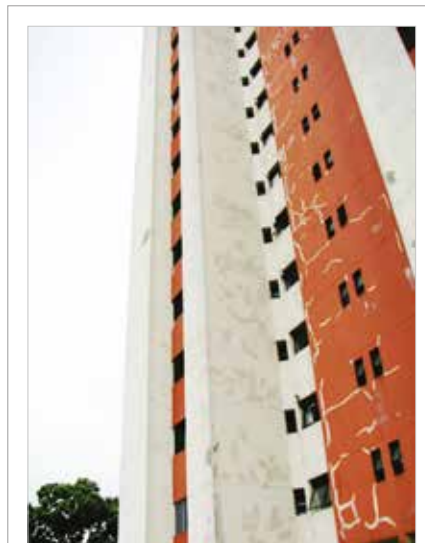
TOTEN – TOMAZELI TECNOLOGIA E ENGENHARIA LTDA.

O sonho da casa própria é de todo o brasileiro. Esse sonho vem atrelado ao desejo de que, ao adquirir o seu imóvel, ele tenha vida útil longa atendendo a várias gerações. Para que isso ocorra, as construções devem ser planejadas e executadas com alto padrão técnico, assim como ter realizadas todas as manutenções preventivas ao longo da sua vida.

Infelizmente, atualmente não é raro que as fachadas dos edifícios sofram patologias e comportamentos anômalos em seus revestimentos externos, após alguns anos da entrega, ainda no período de garantia, conforme exemplos das Fotos 1 e 2, ou mesmo durante a fase de obra.

Tais falhas podem ser atribuídas à inexistência ou projetos de produção de revestimentos de fachadas inadequados, métodos deficientes de execução, aplicação de materiais inadequados ou com características diferentes das especificadas no projeto ou falta de manutenção preventiva por parte dos seus usuários e administradores.

As consequências disso são fissuras, trincas, deslocamentos, perda de estanqueidade e salubridade para o interior das edificações e consequente



► Foto 1
Fissuras geométricas e mapeadas (retração da argamassa de emboço)

desvalorização do patrimônio. Casos mais graves de deslocamentos involuntários podem levar a acidentes, com possibilidade de o revestimento atingir as pessoas, causando sérios danos físicos e até óbitos. Notícias na mídia desses tipos de acidentes costumam evidenciar a falta de responsabilidade de toda a cadeia construtiva e dos administradores dessas edificações.

A correta definição de um sistema de recuperação leva em conta a asso-

ciação das seguintes considerações: tipologia e origem do fenômeno patológico, constituições das bases (tipos de vedações e sistema estrutural), materiais empregados na execução dos revestimentos, materiais disponíveis no local da obra para os reparos e educação técnica da mão de obra, desde o operário até o engenheiro de obras. O importante, como resultado final, é a longevidade dos reparos, conforto do usuário e revalorização do patrimônio.



► Foto 2
Fissuras nas regiões de ligação da alvenaria com a estrutura e nos cantos das aberturas



► **Foto 3**
Forma de “teia de aranha”

I. PRINCIPAIS FENÔMENOS PATOLÓGICOS E SEUS SISTEMAS DE RECUPERAÇÃO

Com base no anexo A da ABNT NBR13749:2013 (Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Especificação) os principais fenômenos patológicos nos revestimentos externos podem ser atribuídos a: fissuras mapeadas, fissuras geométricas, vesículas, pulverulência, empolas pequenas, expansão e descolamento do revestimento, entre outros.

I.I Fissuras mapeadas

Conforme a ABNT NBR 13749:2013 (Revestimento de paredes e tetos de



► **Foto 4**
Forma de “cascas de tartaruga”

argamassas inorgânicas - Especificação), “podem formar-se por retração da argamassa, por excesso de finos no traço, quer sejam de aglomerantes, quer sejam de finos no agregado, ou por excesso de desempenamento. Em geral, apresentam-se em forma de mapa ou teia de aranha”. As Fotos 3 e 4 ilustram esse tipo de patologia.

A retração ocorre quando o revestimento de argamassa perde a sua água de amassamento e hidratação rapidamente, tanto para as bases quentes quanto para o meio ambiente, principalmente em fachadas que recebem muito sol e vento. A perda de água reduz o volume da argamassa, que, por sua vez, se retrai, e, com a restrição do chapisco a esta retração, resulta em esforços de tração no corpo da argamassa, que associada à formação de capilares devido à rápida evaporação, rompe a argamassa, formando as fissuras.

Os sistemas de recuperação de fissuras de retração são definidos em função do tipo de acabamento.

I.I.I PARA ACABAMENTOS COM PINTURA OU TEXTURAS ACRÍLICAS

Nesse caso, o procedimento deve seguir:

- A – Desbastar a textura ou película de pintura existente ao longo das fissuras de abertura maior que 0,5mm, numa faixa de 8cm para cada lado (Fig. 1), e por todo o seu comprimento;
- B – Abrir rasgos com “abridor” de trincas do tipo “bico de papagaio” (Fig. 2), e limpeza posterior dos rasgos com trinchas e água;
- C – Preencher os rasgos com selante acrílico (ou argamassa colante ACIII) e aguardar cura (Fotos 5 e 6);

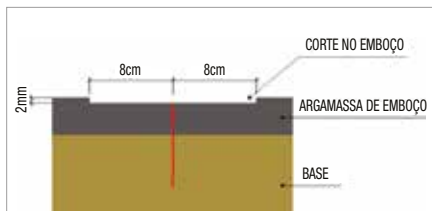


► **Foto 5**
Rasgos ao longo das fissuras

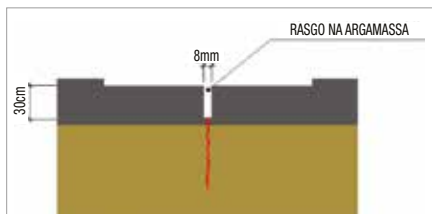
- D – Aplicar as primeiras demãos de pintura acrílica impermeável para paredes à base de copolímero acrílico, em dispersão aquosa, formando uma película;
- E – Em seguida, proceder com a bandagem com tela de nylon ou de polipropileno e aplicar quantas demãos cruzadas forem necessárias para cobertura total da tela de nylon;
- F – Aplicar por toda a fachada duas demãos cruzadas de pintura acrílica impermeável para paredes à base de copolímero acrílico, em dispersão aquosa, ou de acabamento final em textura acrílica com espessura mínima de 2mm, que pode ser



► **Foto 6**
Bandagem das fissuras



► **Figura 1**
Delimitação da área de reparo



► **Figura 2**
Rasgo na fissura

aplicada com rolo ou com desempenadeira.

1.1.2 PARA ACABAMENTO COM TEXTURAS CIMENTÍCIAS PROJETADAS

O procedimento adotado para o reparo de todas as fissuras é o mesmo do item 1.1.1, porém deve-se empregar tela de fibra de vidro álcali-resistente (Fig. 4), malha 5mmx5mm, e com revestimento impermeável flexível de



► **Foto 7**
Fissuras na região de fixação nos últimos andares dos edifícios

base cimentícia. Em seguida, aplicar, sobre toda a fachada, revestimento impermeável flexível de base acrílica, antes da textura final de acabamento de base cimentícia.

1.2 Fissuras geométricas

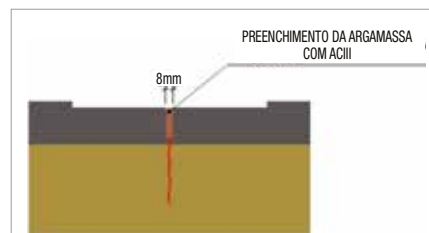
Segundo a ABNT NBR 13749, “são aquelas que acompanham o contorno do componente da base, podem ser devidas à retração da argamassa de assentamento. Fissuras na vertical podem ser devidas à retração higrotérmica do componente, interfaces de base constituída de materiais diferentes, locais onde deveriam ter sido previstas juntas de dilatação”, ou seja, têm suas formas definidas como horizontais, verticais, inclinadas ou em arco. Dentre as inúmeras fissuras que ocorrem, as cinco com maior incidência em fachadas são listadas a seguir.

1.2.1 FISSURAS NA REGIÃO DE FIXAÇÃO DAS ALVENARIAS ÀS VIGAS DE PERIFERIA DAS FACHADAS E INCLINADAS NOS PANOS DE ALVENARIA

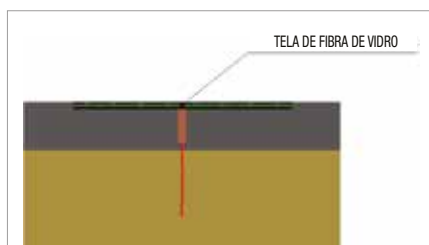
Quando situadas nos últimos



► **Foto 8**
Nota-se que essas fissuras ocorrem às vezes durante o período de obra (gestação)



► **Figura 3**
Preenchimento com argamassa ACIII



► **Figura 4**
Bandagem com tela de fibra de vidro e pintura impermeabilizante cimentícia

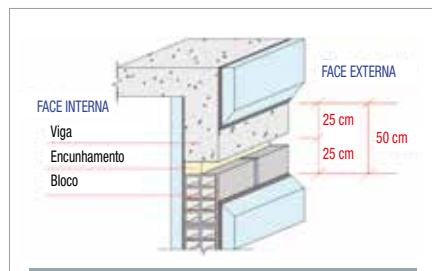
três pavimentos, essas fissuras advêm principalmente das deficiências dessas fixações, da inexistência de proteção térmicas das lajes de cobertura e da inexistência de reforços na argamassa de emboço com telas metálicas (Fotos 7, 8 e 9).



► **Foto 9**
Detalhe das fissuras inclinadas em face das movimentações térmicas da laje de cobertura

1.2.1.1 Para a recuperação das trincas na região de fixação da alvenaria, é recomendado adotar-se, para os três últimos andares-tipo, o seguinte procedimento:

- ▶ A – Remover a argamassa de emboço, numa faixa de 25cm para cima e para baixo das fissuras, com profundidade suficiente para expor as bases de concreto e alvenaria;
- ▶ B – Refazer a fixação da alvenaria com argamassas “farofa”;
- ▶ C – Reconstituir o revestimento de emboço com argamassa cimentícia sobre chapisco industrializado, com reforço com tela metálica eletrosoldadas, malha 25mm x 25mm, e diâmetro do fio de 1,24mm, como ilustram as Figs 5 e 6.



▶ **Figura 5**
Detalhe da abertura da argamassa ao longo da fissura na região de fixação



▶ **Figura 6**
Refazimento do emboço reforçado com tela metálica de malha quadrada eletrosoldada



▶ **Figura 7**
Delimitação ao longo da fissura (25cm para cada lado em todo o comprimento)

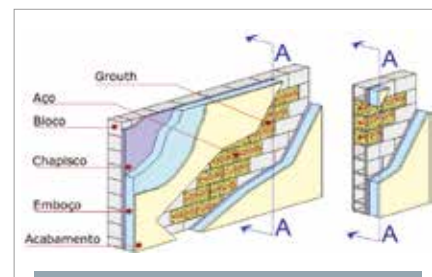
1.2.1.2 No caso das fissuras inclinadas, pode-se adotar o critério de abertura das fissuras, grampeamento da alvenaria e o refazimento do emboço com tela metálica, como ilustram as Figs. 7 e 8

1.2.2 FISSURAS SITUADAS NAS REGIÕES DE FIXAÇÃO AO LONGO DOS DEMAIS PAVIMENTOS

Essas fissuras costumam advir de falhas de fixação nessas regiões (ausência



▶ **Foto 10**
Falhas na região de fixação: telas plásticas não resistem às tensões a 45° e deformam-se. A região de fixação deve ser 100% preenchida com argamassa “farofa” e deve ser empregado chapisco adesivo nos fundos das vigas, e não chapisco rolado



▶ **Figura 8**
Grampeamento das trincas com barras de aço e microconcreto (graute) e posterior refazimento do emboço com tela metálica

ou insuficiência de argamassa de fixação e telas de reforço na região de emboço entre bases diferentes de concreto e alvenaria). As fotos 10 e 11 ilustram casos.

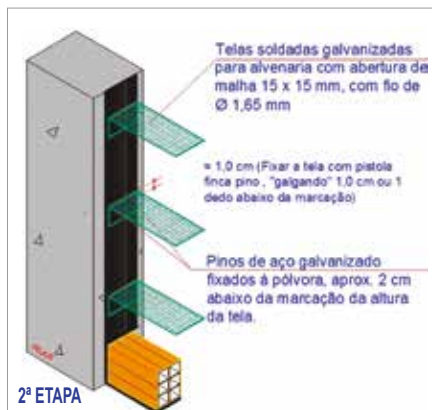
Por sua vez, para a recuperação dessas fissuras, desde o 2º andar-tipo até o último andar e cobertura, pode ser adotado o sistema de recuperação recomendado nos itens 1.1.1 e 1.1.2 anteriores, uma vez que nessas regiões as movimentações do corpo do edifício são inferiores às que ocorrem nos primeiros e últimos andares.

1.2.3 FALHAS NAS REGIÕES DE AMARRAÇÃO DAS ALVENARIAS AOS PILARES

Estas regiões são compostas por



▶ **Foto 11**
Vista desse tipo de fissura ao longo dos pavimentos de um edifício



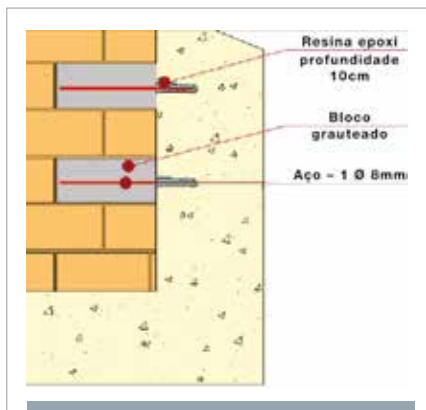
► **Figura 9**

Chapisco adesivo com cordões na vertical e, a cada 2 fiadas, telas soldadas para amarração, fixadas com 2 pinos de aço galvanizados paralelos. As telas devem coincidir com as juntas horizontais de assentamentos dos blocos. Nessas regiões as cabeças dos blocos devem ser totalmente preenchidas com argamassa

materiais com comportamentos higro-térmicos diferentes (alvenaria e concreto) e por isso as amarrações químicas e mecânicas têm que ser perfeitas (Foto 12 e Figura 9).

Nesses casos, é sugerido proceder aos seguintes reparos:

- A – Para regiões com maiores movimentações e deformações, caso

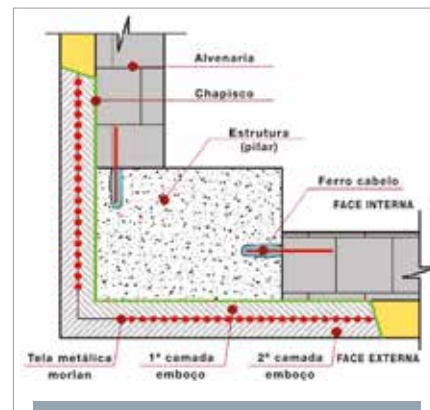


► **Figura 10**

Esquema de refixação da alvenaria de blocos com “ferro cabelo” e grauteamento

dos dois primeiros e três últimos andares-tipo e cobertura, é sugerido o refazer a amarração com ferro “cabelo” e aplicação de nova argamassa de emboço ao longo da fissura reforçada com tela metálica por toda altura do andar (Figuras 10 e 11);

- B – Para os demais pavimentos pode-se empregar os sistemas dos itens 1.1.1 e 1.1.2, pois são regiões onde as movimentações do corpo do edifício são inferiores às que ocorrem nos primeiros e últimos andares-tipo.



► **Figura 11**

Posterior refazimento do emboço com tela metálica (faixa 25cm de cada lado da trinca)

1.2.4 FISSURAS JUNTO ÀS QUINAS DAS FACHADAS, DENOMINADAS DE FISSURAS DO TIPO “BIGODE”

São aquelas que ocorrem junto às quinas quando da inexistência ou deficiência de vergas e contravergas, para absorver os esforços de fretagem que ocorrem nessas regiões. Também ocorrem quando o revestimento de emboço tem espessuras superiores a 3cm, o que torna a argamassa muito rígida, formando um conjunto monolítico que não consegue “trabalhar” junto às bases. Essas fissuras devem ser



► **Foto 12**

Fissuras típicas de falhas nas regiões de amarração das alvenarias aos pilares



► **Foto 13**

Fissuras do tipo “bigode” na fachada do edifício



► **Foto 14**

Estas fissuras tendem a ocorrer no interior das unidades, resultando em umidade



► **Foto 15**
Nota-se, na abertura da “janela” de inspeção, a existência de contraverga em concreto

reforçadas com telas metálicas (Fotos 13 a 16).

Essas fissuras são difíceis de serem recuperadas. Falhas na sua recuperação tendem a fazer com que retornem. Nesse caso é sugerido manter a fissura no elemento de alvenaria, posicionando-se uma fita adesiva sobre ela, deixando-a trabalhar, porém sem entrar em contato com o novo revestimento de emboço, que deverá ser reforçado com tela metálica eletrossoldada, malha 25mm x 25mm, e diâmetro do fio 1,24mm. Em todos os pavimentos deve ser adotado esse sistema de recuperação (Figuras 12 e 13).

1.2.5 DESPLACAMENTOS DE REVESTIMENTOS DE ARGAMASSA DE EMBOÇO

Essas manifestações patológicas ocorrem em razão das seguintes deficiências:

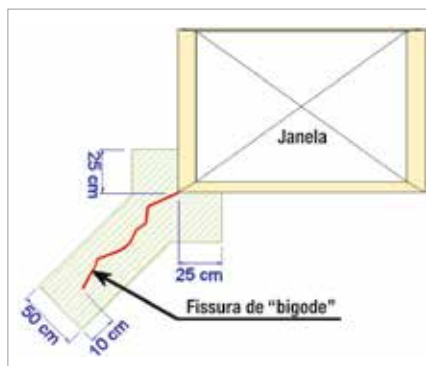
- A – Falhas no preparo da base em concreto, sem o devido lixamento com politriz para a remoção de nata de cimento e abertura de porosidade;
- B – Ineficácia na limpeza para a re-



► **Foto 16**
Nota-se que a espessura do emboço é superior a 30mm, de modo que argamassa trabalha como um conjunto monolítico independente da base, necessitando de reforço com telas metálicas

moção dos resíduos de desmoldantes das fôrmas;

- C – Deficiências de chapiscos industrializados, quando não aplicados com os cordões na horizontal, ou emprego de chapisco virado em canteiro sobre bases de concreto;
- D – Uso de materiais impróprios quando da produção de chapiscos virados na obra para serem aplicados sobre base de alvenaria, como emprego de areia fina ou média e cimentos que necessitem de um maior tempo de cura.



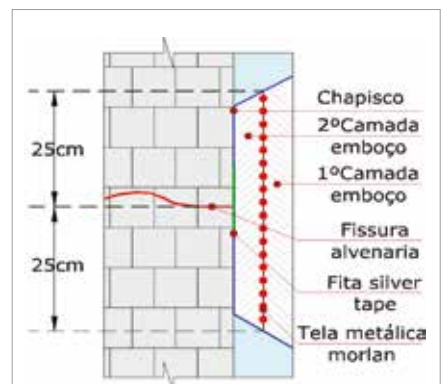
► **Figura 12**
Delimitação e corte do emboço no entorno da fissura do tipo “bigode”



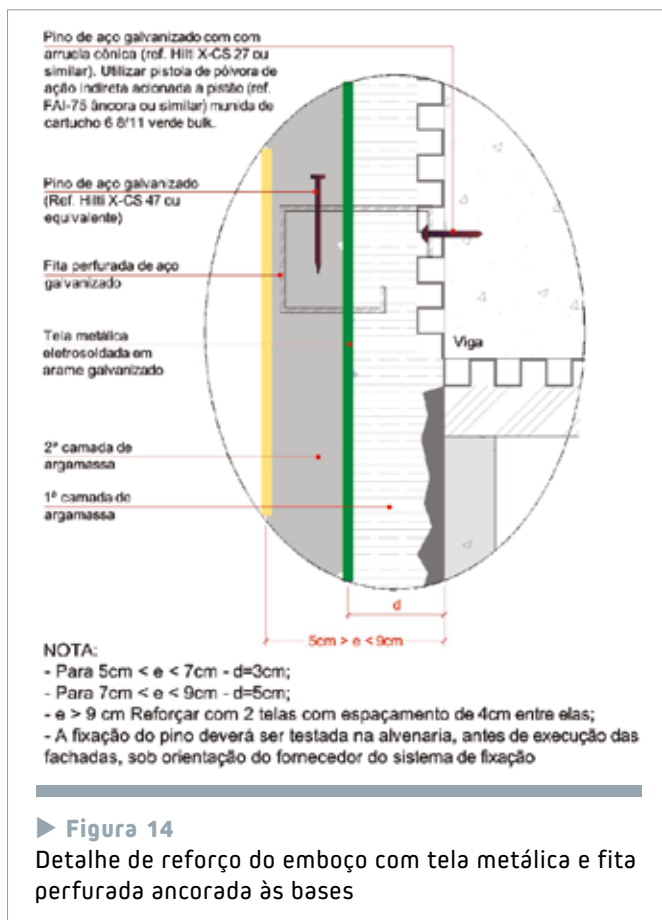
► **Foto 17**
Detalhe do deslocamento, das bases lisas e dos chapiscos indevidos (virado na obra) sobre concreto

Os chapiscos devem ser produzidos com areia grossa lavada e peneirada, e com cimento CP II-F-32, que possui menos escória e cujo material carbonático tem a função nucleadora, ou seja, tamponam os poros entre os cristais do cimento, aumentando a resistência e necessitando de menos tempo de cura úmida;

- E – Espessuras excessivas da camada de emboço acima de 50mm, sem reforços com telas metálicas e ancoragem junto às bases (Figura 14).

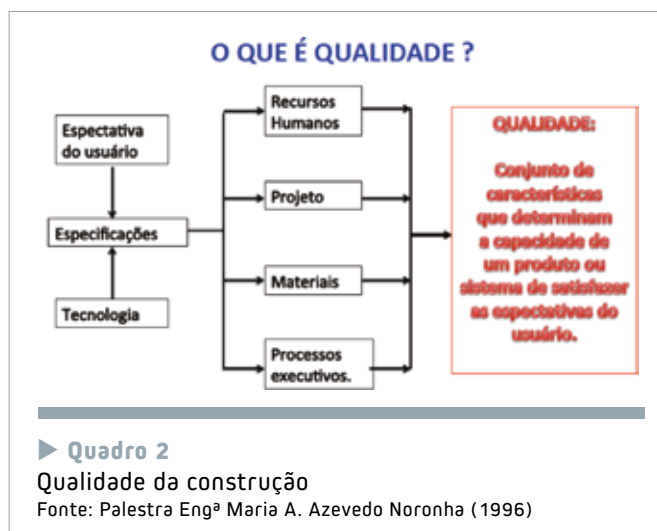


► **Figura 13**
Detalhe em corte do reforço do emboço com tela metálica quadrada eletrossoldada



Sistema	VUP mínima	VUP superior (50%)
Estrutura	50	≥ 75
Pisos internos	13	≥ 20
Fachadas (SVVE)	40	≥ 60
Paredes internas (SVVI)	20	≥ 30
Cobertura	20	≥ 30
Hidrossanitário	20	≥ 30

► **Quadro 1**
VUP Mínima dos sistemas construtivos



2. CONCLUSÃO

Para garantir o desempenho de qualquer revestimento de fachadas novas deve-se elaborar um projeto de produção de revestimento de fachadas, empregar rigorosamente os materiais especificados no projeto e mão de obra qualificada, treinada e devidamente fiscalizada em todas as fases da execução do revestimento externo.

O sistema de revestimento, como determina a ABNT NBR 15575:2013 (Edi-

ficações Habitacionais – Desempenho), nas suas partes “01: Requisitos gerais” e “04: Sistemas de vedações verticais internas e externas”, determina como vida útil mínima de projeto (VUP) o período de 40 anos, conforme Quadro 1.

Define-se como vida útil de projeto (VUP) o período estimado de tempo para qual o sistema de revestimento é projetado, considerando as normas aplicáveis, procedimentos de manutenção especificados no Manual de Uso e Operação.

Antes de iniciar a recuperação das fachadas de um edifício, deve-se contratar um especialista da área, que irá proceder a uma visita ao “doente”, tendo olho clínico, alcançado pelo estudo e pela experiência, para enfrentar a “enfermidade”.

Como sempre dizia a saudosa Engenharia Maria Aparecida de Azevedo Noronha: O importante é a satisfação final do usuário. O Quadro 2 expressa como atingir essa meta. 🏠

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] ABNT NBR 7200:1998 – Execução de revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Procedimento
- [02] ABNT NBR 13749:2013 – Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Especificação
- [03] ABNT NBR 15575-1:2013 – Edificações Habitacionais – Desempenho – Parte 1: Requisitos gerais
- [04] ABNT NBR 15585-4:2013 – Edificações Habitacionais – Desempenho – Parte 4: Requisitos para os sistemas de vedações verticais internas e externas – SWIE
- [05] Ceoto, L.H.; Banduk, R.C.; Nakamura, E. Revestimentos de Argamassas: boas práticas, execução e avaliação. Porto Alegre: ANATAC, 2005
- [06] Thomaz, E. Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação. São Paulo: Pini, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1989

Reforço de marquises de concreto armado

PAULO B. LOURENÇO – PROFESSOR CATEDRÁTICO

NUNO MENDES – DOUTOR EM ENGENHARIA CIVIL

INSTITUTE FOR SUSTAINABILITY AND INNOVATION IN STRUCTURAL ENGINEERING (ISISE) – UNIVERSIDADE DO MINHO

I. INTRODUÇÃO

A cidade do Porto (Portugal) tem sido alvo de um processo de reabilitação do seu centro histórico e dos seus bairros municipais. Atualmente, o Porto tem cerca de 47 bairros municipais construídos entre 1950 e 2008, resultando em cerca de 13150 habitações e alojando cerca de 30515 pessoas. A reabilitação dos edifícios e dos espaços públicos dos bairros municipais teve por principais objetivos valorizar o parque habitacional municipal e melhorar as condições de vida dos seus inquilinos. A reabilitação dos bairros municipais englobou trabalhos não estruturais, como remoção de elementos

construtivos com amianto, pintura dos edifícios, substituição dos pavimentos e fecho das galerias comuns e das caixas de escadas através da aplicação de envidraçados. Além disso, a reabilitação incluiu a avaliação e reforço estrutural das marquises dos edifícios municipais.

A reabilitação estrutural teve por principal objetivo a avaliação e reforço das marquises de concreto armado de 21 bairros municipais, uma vez que correspondiam aos elementos mais vulneráveis. Os edifícios dos bairros municipais apresentam três tipos de marquises de concreto armado: (a) Marquises das galerias comuns de acesso às habitações existentes na fa-

chada principal (Figura 1a); (b) Marquises dos patamares das caixas de escadas comuns (Figura 1b); (c) Marquises individuais das habitações (Figura 1c).

A primeira fase dos trabalhos de reabilitação das marquises correspondeu ao diagnóstico e avaliação dos critérios de estabilidade. O diagnóstico incluiu o levantamento do dano através da inspeção visual, o levantamento geométrico, ensaios não destrutivos e moderadamente destrutivos. Os ensaios não destrutivos englobaram ensaios de deteção de armaduras e ensaios com recurso a esclerómetro do tipo de Schmidt para caracterização das propriedades e homogeneidade do



a



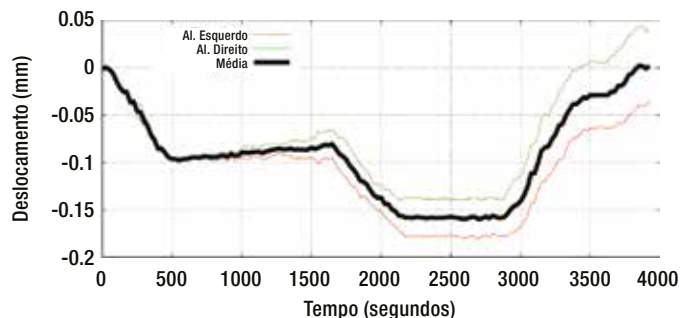
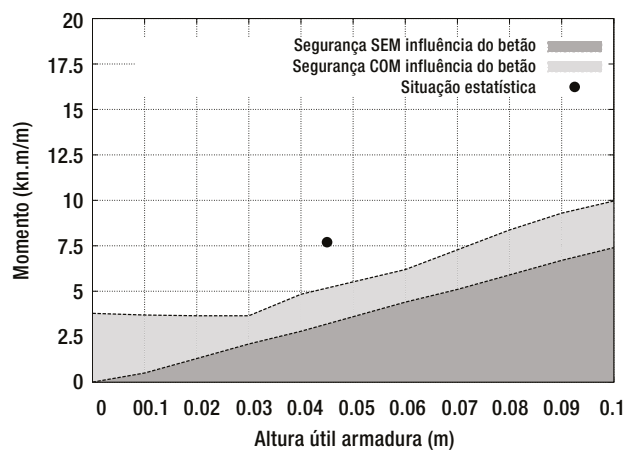
b



c

► Figura 1

Tipos de marquises de concreto armado dos bairros municipais: (a) Marquises das galerias; (b) Marquises das caixas de escadas; (c) Marquises individuais das habitações



a

b

► Figura 2

Verificação da estabilidade das marquises: (a) Exemplo da verificação da estabilidade com recurso a métodos analíticos para um bairro (momento resistente em função da altura útil da armadura considerando ou não a tensão resistente à tração do concreto e momento atuante estatístico tendo em consideração a variação dos parâmetros das marquises); (b) Exemplo da deformação da extremidade livre da marquise durante o ensaio de carga (exemplo em que marquise recupera em média a deformação aplicada)

concreto. Os ensaios moderadamente destrutivos incluíram a extração de amostras de concreto para realização de ensaios de determinação da tensão resistente à compressão e ensaios de determinação da profundidade de carbonatação. Além disso, abriram-se janelas para inspeção das armaduras e extração de amostras para realização de ensaios em laboratório de determinação da tensão resistente à tração do aço. Os resultados do diagnóstico permitiram definir a classe do concreto (C20/25), identificar dois tipos de aço em varão (vergalhões) não nervurado, nomeadamente aço de ductilidade normal ($f_{y,k}=273$ MPa) e aço mais resistente com comportamento semelhante ao do aço endurecido ($f_{y,k}=461$ MPa), e obter as características geométricas das marquises e a disposição das armaduras.

A verificação da estabilidade das marquises foi efetuada com recurso a métodos analíticos, em que as propriedades materiais foram definidas de acordo com os resultados obtidos nos ensaios (Figura 2a). Nesta primeira fase concluiu-se que 14 bairros apresentam marquises que não verificam os critérios

de estabilidade com os fatores de segurança regulamentares atualmente em vigor. Assim, numa fase posterior foram realizados ensaios de carga por amostragem nas marquises desses bairros (Figura 2b). A metodologia dos ensaios de carga incluiu dois critérios para verificação da estabilidade das marquises, nomeadamente: (a) Estabilização do comportamento em cada patamar de carga; (b) Valor máximo para a razão entre a flecha residual e a flecha máxima, no final do ensaio. Os resultados permitiram concluir que as marquises de 14 bairros não verificavam os critérios de estabilidade definidos na regulamentação em vigor (regulamentação diferente da regulamentação em vigor à data de construção). Note-se que cada bairro apresenta, em geral, mais do que um tipo de marquise e que, por exemplo, existiam bairros em que as marquises das caixas de escadas verificavam os critérios de estabilidade, mas as marquises das galerias não cumpriam os critérios de estabilidade. Como conclusão desta fase do estudo, foi definido que cerca de 1131 marquises de concreto armado deveriam ser reforça-

das (228 em galerias, 747 em caixas de escadas e 156 em habitações).

2. INTERVENÇÕES DE REFORÇO

O reforço das marquises de concreto apresentou diferentes tipos de intervenções, tendo em consideração o tipo de marquise a reforçar e as condicionantes existentes em cada caso, tais como a presença de redes de distribuição de águas, de instalações elétricas e de redes de gás junto das paredes de alvenaria pedra, as aberturas das portas e a necessidade de manter os edifícios operacionais durante a aplicação da intervenção. Além disso, a presença de várias redes no subsolo condiciona as intervenções que exigem fundações, como o reforço com recurso a perfis verticais junto da extremidade livre das marquises.

Nas marquises das caixas de escadas foram utilizadas duas técnicas de reforço: (a) Aplicação de rede eletrossoldada na face superior da marquise; (b) Aplicação de perfis metálicos pela face inferior da marquise. A primeira técnica de reforço exigiu o escoramento das marquises. Esta técnica apresentou um faseamento construtivo constituído





a



b

► **Figura 3**

Pormenores do reforço das marquises das caixas de escadas:
(a) Aplicação nova armadura na face superior (rede eletrossoldada);
(b) Aplicação de perfis metálicos pela face inferior

pela remoção da camada superior do concreto existente, furação da laje para ancoragem das barras de aço da armadura de reforço, aplicação da armadura, selagem dos furos das ancoragens com ligante epóxi e aplicação de novo concreto na superfície superior da marquise (Figura 3a). A técnica de reforço através de aplicação de perfis metá-

cos IPE (IPE corresponde a um tipo de secção transversal de perfis metálicos definidos na norma europeia DIN 1025) na face inferior da marquise (Figura 3b) teve como principais condicionantes a altura livre disponível da face exterior da viga de apoio para aplicação das ancoragens químicas e a deformação existente das marquises. A altura livre

disponível da face exterior da viga condicionou o espaçamento máximo entre perfis devido ao reduzido momento resistente da ligação perfil/viga. A deformação das marquises exigiu a injeção dos vazios existentes entre a superfície inferior da marquise e o perfil metálico e entre a viga de apoio e a chapa da ligação com calda à base de cimento antes do aperto das ancoragens químicas. As marquises individuais das habitações foram totalmente fechadas durante a sua reabilitação, pelo que exigiram apenas a construção de uma parede de alvenaria na extremidade livre da marquise para transferência das cargas verticais ao solo de fundação.

No reforço das marquises das galerias foram utilizadas três técnicas de reforço. Na zona corrente (zona acesso às habitações) com laje no interior



a



b



c



d



e



f

► **Figura 4**

Pormenores construtivos da aplicação das chapas em zona corrente das galerias: (a) Execução dos rasgos; (b) Limpeza das superfícies; (c) Aplicação da argamassa de epóxi; (d) Aplicação das ancoragens químicas; (e) Pormenor da aplicação das ancoragens químicas inclinadas na parede; (f) Vista geral após aplicação das chapas.



► **Figura 5**

Pormenores construtivos da aplicação de barras de aço na zona das caixas de escadas das galerias; (a) Pormenor da execução do furo na extremidade livre da marquise; (b) Vista após execução do furo; (c) Pormenor da barra com chapa de ancoragem, (d) Injeção com calda fluída na extremidade livre da marquise; (e) Vista do tubo de purga; (f) Aspecto final após reforço

das habitações e parede de alvenaria de pedra na extremidade de apoio das marquises foram utilizadas duas técnicas de reforço: (a) Aplicação de chapas em “L” na superfície superior das marquises; (b) Aplicação de barras aço com e sem luva no interior da marquise. O processo construtivo da primeira técnica de reforço (Figura 4) englobou a execução de rasgos na superfície superior da marquise, limpeza das superfícies, aplicação de chapas com 6 mm de espessura com recurso a argamassa de epóxi e ancoragens químicas (M16), ligação à parede de alvenaria através de ancoragens químicas inclinadas e reparação da superfície superior. Nas zonas correntes em que não foi possível ancorar as chapas à parede de alvenaria foram aplicados barras de aço de reforço no interior das marquises com amarração na laje interior das habitações. Esta técnica exigiu a furação das marquises a partir da extremi-

dade livre para colocação das novas barras de aço. Posteriormente, o furo foi injetado com calda fluída, garantindo o funcionamento conjunto do concreto e das barras de aço de reforço. As lajes interiores das habitações correspondem a lajes pré-moldadas com vigotas pré-esforçadas. Nos locais em que a zona de maciçamento das lajes interiores não apresentavam largura suficiente para a execução do comprimento de ancoragem da barra de reforço foram utilizados barras de aço com luva.

Por último, as marquises da zona das caixas de escadas (patamares) foram reforçadas através aplicação de barras de aço com chapa de ancoragem (Figura 5). Esta técnica de reforço assemelha-se à descrita anteriormente, com exceção do fato da força da barra de aço ser transferida para a viga de apoio através de uma placa metálica de ancoragem aplicada numa das extremidades da barra de reforço.

3. CONCLUSÕES

Esta comunicação apresenta aplicação de técnicas de reforço em marquise de concreto dos bairros municipais do Porto. Foram reforçadas cerca de 1131 marquise de 14 bairros através de diferentes técnicas que tiveram em consideração vários condicionais-mos, nomeadamente:

- a) Reforço através de aplicação de rede eletrossoldada na superfície superior da marquise;
- b) Construção de uma parede de alvenaria na extremidade livre da marquise;
- c) Aplicação de chapas em “L” ancoradas na parede de alvenaria de pedra existente;
- d) Aplicação de novas barras de aço de reforço com e sem luva de ancoragem no interior das marquises e com amarração na laje interior;
- e) Aplicação de barras de aço de reforço com placa de ancoragem na zona das caixas de escadas. ◀

Recuperação estrutural do Ginásio de Esportes Geraldo Magalhães

ROMILDO ALVES BERENGUER – GRADUANDO DE ENGENHARIA CIVIL

FERNANDO ARTUR NOGUEIRA SILVA – PROFESSOR DOUTOR

UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO

ELIANA CRISTINA BARRETO MONTEIRO – PROFESSORA DOUTORA

ÂNGELO JUST DA COSTA E SILVA – PROFESSOR DOUTOR

UNIVERSIDADE CATÓLICA DE PERNAMBUCO | UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO

EUFRÁSIO DANIEL DE SOUSA NETO – ENGENHEIRO CIVIL

UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO

I. INTRODUÇÃO

Ao longo da década de 70, o Brasil viveu um acelerado processo de desenvolvimento com mobilização de importantes investimentos públicos e privados nos setores industrial e de infraestrutura. As demandas de curto prazo, que foram marcantes neste período, não eram necessariamente acompanhadas de técnicas apropriadas de projeto e de execução e, não raras as vezes, resultaram na ocorrência de variadas manifestações patológicas nos empreendimentos executados no período, que se instalaram muito antes do seu tempo total de vida útil. Pesquisadores reforçam que os problemas estruturais, de fato, não tardaram a ocorrer, por causa da crise econômica registrada nos anos 80 e 90 e que, por isso, não foram criadas condições para a ocorrência de manutenção adequada das estruturas. Fissurações, infiltrações e, principalmente, corrosão de armaduras são as manifestações mais observadas nas estruturas de concreto armado executadas neste período.

No Recife, a situação é similar ao quadro nacional e se observa que 62%

das estruturas de concreto armado existentes na cidade, que tenham tido sua construção iniciada no final da década de 70, apresentam manifestações patológicas decorrentes da corrosão de suas armaduras.

A inauguração da obra do Ginásio Estadual Geraldo Magalhães é datada de 1970 e se constitui num importante e emblemático empreendimento para o Estado de Pernambuco. Durante muitos anos, o Ginásio foi o local preferencial de grandes eventos esportivos e culturais realizados na Cidade do Recife e, ainda nos dias atuais, desempenha um papel relevante para a prática de esportes de alto nível na região, sendo utilizado, inclusive, no treinamento de atletas que participarão dos Jogos Olímpicos de 2016 no Rio de Janeiro.

Ao longo dos últimos anos, o Estádio Geraldo Magalhães vem apresentando importantes manifestações patológicas em suas estruturas de concreto armado, que deverão ser enfrentadas com firmeza para que o Estádio continue sendo um local de referência para a realização de eventos esportivos e culturais de magnitude na região. O artigo preten-

de contribuir para esta discussão apresentando resultados de levantamentos de variadas manifestações patológicas identificadas nas estruturas do Ginásio.

2 ESTUDO DE CASO

O presente artigo abordará, exclusivamente, os trabalhos realizados durante os serviços de recuperação da estrutura do Ginásio de Esporte Geraldo Magalhães, o qual será um importante local de treino dos atletas que disputarão as Olimpíadas de 2016, sediada no Brasil.

2.1 Caracterização do ginásio

Com mais 45 anos de construção, o Estádio Geraldo Magalhães, localmente conhecido como Geraldão, se constitui num complexo esportivo composto por quatro quadras normalmente utilizadas pela população local, em projetos de prática esportiva, uma piscina para atividades de fisioterapia e hidroginástica e pelo Ginásio Principal para prática de variados esportes *in door*. A Figura 1 traz uma ilustração da disposição espacial dos diversos equipamentos dis-



► **Figura 1**
 Disposição espacial da praça esportiva do estádio Geraldo Magalhães
 (Adaptado do Google Earth (2014))

poníveis no Ginásio.

O Ginásio Principal é constituído de três níveis: térreo, intermediário e arquibancadas. A sua estrutura de sustentação é composta por lajes, vigas e pilares de concreto armado assentados em fundações profundas constituídas por blocos de concreto armado sobre estacas pré-moldadas de concreto. Há, ainda, um pavimento intermediário composto por uma composição de laje de concreto armado e laje treliçada com blocos de concreto.

2.2 Descrição do novo projeto

O novo projeto que vem sendo executado na área visará transformar essa praça esportiva em uma arena multiuso extremamente qualificada e pronta para receber as mais diversas competições internacionais.

Novas estruturas, já adaptadas às atuais demandas de acessibilidade, estão sendo construídas, tais como: um parque aquático para competições e treinamento de nadadores, duas rampas de acesso em *steel deck*, um pré-

dió anexo abrigando salas de administração, academia de ginástica, quatro novas quadras, estacionamento, dentre outros. As quadras existentes serão demolidas e será reduzida a capacidade de público de 16 mil pessoas para 10 mil pessoas nas novas instalações.

2.3 Caracterização do meio ambiente

O meio ambiente onde está localizado o Ginásio é extremamente agressivo, com condições de temperatura que favorece a instalação de processos corrosivos varian-



► **Figura 3**
 Corrosão de armaduras em base de pilar



► **Figura 2**
 Corrosão de armaduras em arquibancada

do de 25 °C a 31°C. A umidade relativa do ar tem média anual de 80%, aspecto que concorre de maneira decisiva para o ingresso de íons cloreto (RIBEIRO e HELENE, 2014). A distância do mar é de aproximadamente 2 km, porém a área tem grande incidência da névoa salina.

2.4 Inspeção das estruturas e levantamento das manifestações patológicas

Considerando às condições precárias das estruturas, antes do início do processo de recuperação, foi contratada uma empresa de engenharia especializada para a realização das inspeções das estruturas do Ginásio. As Figuras 2, 3, 4 e 5 mostram manifestações patológicas típicas encontradas.



► **Figura 4**
 Corrosão de armaduras em degraus da escada



► **Figura 5**
Corrosão de armaduras em vigas



► **Figura 6**
Pilar afetado por bolor



► **Figura 7**
Eflorescência

Em outra inspeção realizada pelos autores, percebeu-se a existência de outros problemas não menos importantes como ataques por bolor (Figura 6), eflorescências (Figura 7) e manchas de umidade (Figura 8). Assim como na inspeção anterior, foram identificados vários pontos de corrosão conforme está representado na Figura 9. Um fato importante ainda sobre a laje do

pavimento intermediário é que algumas vigas estavam com seus estribos rompidos como pode ser observado na Figura 10.

2.5 Procedimentos e materiais utilizados na recuperação

Nesse tópico, aborda-se a recuperação dos trechos de lajes e vigas de bordo localizadas na parte da circulação do pavimento intermediário. Porém vale destacar que todos os procedimentos se basearam com ensaios prévio e posterior tomada de decisões.

2.5.1 RECUPERAÇÃO DE VIGAS DE BORDO

As vigas que já apresentavam algum tipo de sintoma de corrosão tiveram como primeiro procedimento a retirada do concreto antigo presente no recobrimento e em volta das armaduras, o qual, possivelmente, já estaria carbonatado ou até contaminado com íons cloreto, de acordo com os ensaios de cloretos livres (UNI 7928, 1978) e avaliação de profundidade de carbonatação (RILEM CPC-18, 1988). Para tal, foi utilizada uma furadeira de alto impacto.

Para eliminar os produtos de corrosão, as barras foram limpas através de processo de jateamento de alta pressão com abrasivo. A retirada dos excessos de pó remanescente dessa operação foi feita com o uso de escova com cerdas de aço. Posteriormente foi utilizado água com baixa pressão variando entre 1200 a 1400 PSI. Não havendo, portanto, no trecho analisado, substituições de barras. Para recuperar os estribos rompidos das vigas, utilizaram-se ferros com área de seção transversal equivalente às existentes em formato “U”, sendo os mesmos emendados nos dois pontos laterais

da antiga barra, que também possui a mesma disposição geométrica. O processo de emendas foi feito com um material à base de epóxi, que forma uma massa que propicia a anexação da barra antiga à nova.

Em seguida, foi aplicado sobre as armaduras um *primer* de natureza



► **Figura 8**
Manchas de umidade em laje



► **Figura 9**
Corrosão de armaduras em laje da cobertura



► **Figura 10**
Corrosão de armaduras em viga com estribo rompido

cimentícia, anticorrosivo e que atua como ponte de aderência entre as barras e a argamassa de reparo. O uso do produto é feito como se fosse uma pintura, utilizando um pincel na sua aplicação.

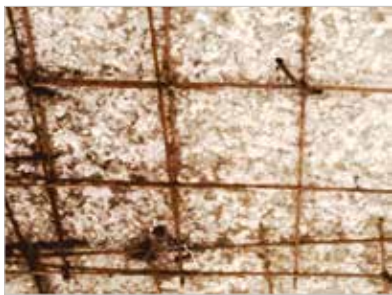
Por fim, para reestabelecimento da seção de concreto e, conseqüentemente, o cobrimento, utilizou-se um graute de grande fluidez e alta resistência inicial. Já, nas vigas das escadas, foram executadas fôrmas para as laterais, com a finalidade de executar com maior facilidade os encontros (quinas da seção transversal).

2.5.2 RECUPERAÇÃO DE LAJES DO PAVIMENTO INTERMEDIÁRIO

As lajes que apresentavam armaduras corroídas, primeiramente, foram limpas através do processo de jateamento de alta pressão com abrasivo e,



► **Figura 11**
Apicoamento na laje



► **Figura 12**
Tela de aço aplicada na laje

posteriormente, foi utilizada água com baixa pressão variando até 1400 PSI sobre sua superfície. Aplicou-se o mesmo *primer* utilizado no procedimento das vigas. Na sequência, a laje passou por um processo de apicoamento mecânico, usando a furadeira, visando favorecer a aderência mecânica do graute ao substrato (Figuras 11). No passo seguinte, foi colocada uma malha de reforço de diâmetro 4.2 espaçadas de 15 centímetros. As mesmas foram grampeadas nas lajes com auxílio de furadeiras e chumbadas com a resina epóxi (Figura 12).

Por fim, houve a aplicação manual e acabamento final (Figuras 13-14) com uma argamassa cimentícia, polimérica, com fibras sintéticas, monocomponente de consistência tixotrópica. Indicada para reparos em estruturas de concreto em camadas de até 20 mm de espessura utilizada para as vigas e lajes. O serviço ocorreu de maneira semelhante a um reboco tradicional: onde, com a colher de pedreiro, se arremessa o produto já misturado com água sobre o substrato a ser recuperado e depois o regulariza, dando acabamento mais refinado.

2.5.3 CUSTOS DA RECUPERAÇÃO

O contrato celebrado entre a vencedora da licitação para reforma e a empresa responsável pela recuperação estrutural foi de preço unitário, onde a terceirizada cobraria o valor de R\$ 583,33 por metro quadrado recuperado, incluindo mão de obra, materiais e ferramentas necessárias aos serviços. Foram feitas medições *in loco* das áreas recuperadas contando com um conferente de cada uma das empresas envolvidas. A partir daí, era gerada uma planilha de medição para aprovação

das diretorias envolvidas e, por fim, o pagamento do valor.

3. RESULTADOS

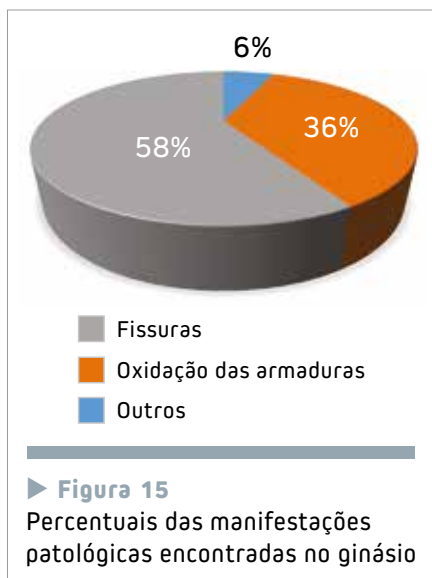
O mapeamento das manifestações patológicas realizado na primeira inspeção do Ginásio Geraldão permitiu que se realizasse uma análise quantitativa dos problemas existentes nas estruturas de concreto armado que integram a edificação. Foi observada uma importante quantidade de manifestações patológicas que estavam colocando em risco a estabilidade do empreendimento e impondo restrições em sua utilização. A Figura 15 sumariza as informações das manifestações patológicas encontradas. Pode-se observar que a maior parte – 58% – é relativa a processos de fissuração, com possível causador o produto da corrosão de armaduras.



► **Figura 13**
Aplicação de graute de alta fluidez



► **Figura 14**
Aspecto final após aplicação do graute



► **Figura 15**
Percentuais das manifestações patológicas encontradas no ginásio

A Figura 16 detalha a ocorrência de corrosão e fissura por elemento de concreto armado inspecionado. É possível observar que a maior parte das fissuras foi observada nas lajes, que são elementos com maior superfície exposta aos efeitos nocivos do ambiente no qual o empreendimento está situado. As inspeções de campo



► **Figura 16**
Percentuais das manifestações patológicas por estrutura do ginásio

permitiram inferir que este quadro de fissuração pode ser atribuído a movimentações não previstas na estrutura da coberta.

A corrosão de armaduras de lajes foi outro problema com um grau de gravidade considerável, sendo fruto de trechos com cobertura de concreto muito pequeno. Os valores dos cobrimentos observados nas inspeções realizadas foi inferior a 2,5cm, de acordo com a NBR 6118:2014, para classe de agressividade ambiental III, deve ter 3,5cm para lajes e 4,0cm para vigas e pilares, o que se constitui num parâmetro que torna o elemento estrutural vulnerável aos ataques dos agentes agressivos contidos no meio ambiente. Problema similar é referido por Kinoshita (2008) no estudo das anomalias encontradas no estádio Paqueta, em São Paulo, associado às falhas executivas e de manutenção, o que provavelmente aconteceu com o estádio Geraldão.

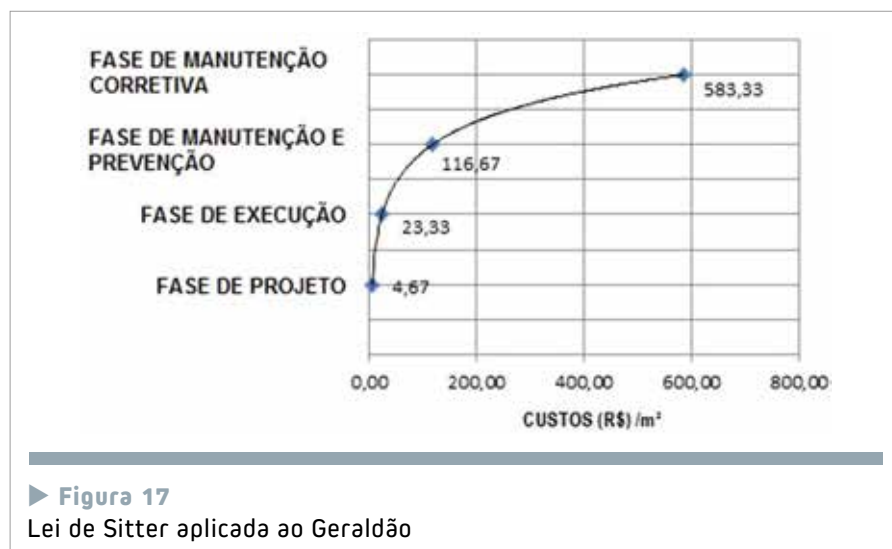
O fato da laje do pavimento intermediário ser como uma espécie de caixa vazia também colaborou para criar ambientes propícios ao surgimento de corrosão, ocultando por algum tempo os problemas existentes, como

possíveis vazamentos. Some-se a isso a dificuldade de realizar operações rotineiras de manutenção (por exemplo, das tubulações hidrossanitárias), que a solução estrutural adotada impunha ao empreendimento.

Segundo Sitter (1984), na conhecida lei de Sitter, os custos de correção de um problema em uma estrutura de concreto armado crescem segundo uma progressão geométrica de razão cinco. Ou seja, quanto mais cedo se começa prevenir os processos de degradação ou reabilitar a estrutura, maior será sua vida útil e mais econômica será seu processo de reabilitação.

Em se tratando da recuperação do ginásio em estudo, pode-se aplicar a Lei de Sitter, estimando quais seriam os reais gastos caso se tivesse levado em consideração as manutenções preventivas e possíveis correções, tanto na fase de projeto quanto de execução, baseados no custo atual (Figura 17).

Por fim, a Lei de Sitter mostrou que, caso as manutenções preventivas não fossem desprezadas pelos governantes e os gestores do ginásio de esportes, os custos seriam cinco vezes menores com relação



► **Figura 17**
Lei de Sitter aplicada ao Geraldão

ao que foi gasto na manutenção corretiva, decrescendo de no mínimo R\$ 583,33/m² para R\$ 116,67.


4. CONCLUSÕES

As inspeções realizadas antes das obras de recuperação do ginásio mostraram que mais da metade das manifestações patológicas encontradas foram causadas pelos movimentos não projetados da cobertura e que desenca-

dearam em momentos fletores para os quais as peças estruturais não haviam sido projetadas.

Os problemas de corrosão de armaduras também foram bem representativos e podem ser atribuídos, sobretudo, ao cobrimento do concreto com valores muito menores do que 4,0 cm e pela falta de manutenção das tubulações que passam por dentro da laje do pavimento intermediário. Com

a inexistência dessa operação, os possíveis vazamentos disponibilizaram um ambiente úmido, que, acredita-se, potencializou o problema de corrosão de armadura.

Com relação aos procedimentos para recuperação estrutural, foi observado que a empresa terceirizada responsável pelo serviço seguiu as principais recomendações para procedimentos tradicionais de recuperação. 

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projetos de Estruturas de Concreto - Procedimento, NBR 6118, ABNT, Rio de Janeiro, 238p, 2014.
- [02] KINOSHITA, A. P. C. Recuperação Estrutural do Estádio Pacaembu. 94p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2008.
- [03] SITTER, W. R. Costs for Service Life Optimization. The "law of fives". In: CEB-RILEM Durability of concrete structures. Proceedings of the International Workshop held in Copenhagen on 18-20 May, 1984.
- [04] RIBEIRO, D. V. e HELENE, Paulo. Corrosão em Estruturas de Concreto Armado. "Teoria, Controle e Métodos de Análise" - 1ª edição - Rio de Janeiro, editora CAMPUS, 2014.
- [05] RILEM RECOMMENDATIONS. CPA-18 Measurement of hardened concrete carbonation depth. Ano 1988.
- [06] UNI. Determination of Chloride Ion Penetration, Italian Standard 7928, Rome, Ano 1978.



**líderes em aditivos
para concreto e cimento**

**TECNOLOGIA
INOVAÇÃO
SUSTENTABILIDADE**

A MARCA QUE VOCÊ CONHECE E CONFIA TEM UM NOVO NOME

Mais informações sobre as últimas inovações em GCP - visite nosso website:
GCPAT.com/innovation

GRACE


gcp applied technologies
GRACE CONSTRUCTION & PACKAGING

Reforço em pilares retangulares de concreto com PRF e tirantes de aço

DIÓGO SILVA DE OLIVEIRA – ENGENHEIRO CIVIL E DOUTORANDO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

RICARDO CARRAZEDO – PROFESSOR DOUTOR

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS – ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS – UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

I. INTRODUÇÃO

reforço de um pilar consiste no aumento de sua capacidade portante. Pode ser motivado por um aumento da carga accidental ou permanente, para corrigir erros de projeto ou execução. As técnicas tradicionalmente utilizadas no reforço incluem: introdução de perfis metálicos, encamisamento com concretos convencionais ou especiais, inclusão de armaduras adicionais e, recentemente, encamisamento com Polímeros Reforçados com Fibras (PRF).

Os PRFs são materiais compósitos constituídos de fibras, como as de carbono, vidro ou aramida, envolvidas por uma matriz polimérica, como a epóxi. Esses materiais são leves, não corrosivos e possuem alta resistência à tração. São utilizados para promover o reforço da estrutura com acréscimo de espessura de poucos milímetros, exigindo um baixo grau de intervenção na estrutura e curto período de execução.

No Brasil ainda não existem referências normativas voltadas para a prática do reforço de estruturas utilizando PRF. O ACI 440.2R-08 indica critérios e procedimentos para o projeto de reforço de pilares com seção transversal circular, quadrada ou retangular (limitada a

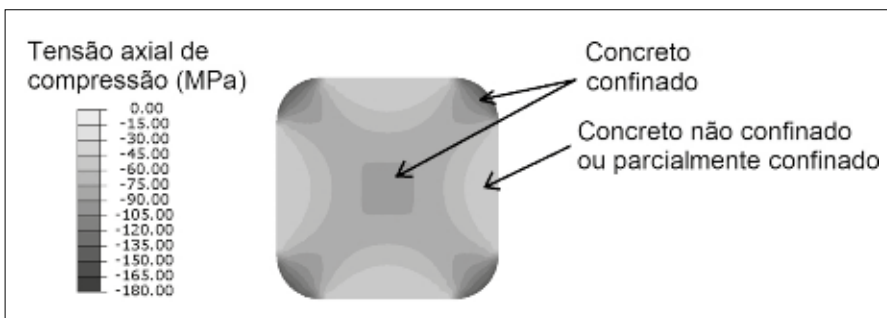
relação entre lados de 1:2), pelo mecanismo de confinamento do concreto.

No Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, no ano 2000, o Prof. João Bento de Hanai deu início à linha de pesquisa voltada para o estudo do comportamento estrutural de reforço de pilares com PRF. Essa linha de pesquisa teve prosseguimento nesta instituição com Prof. Ricardo Carrazedo. Nesse período foram analisados pilares com seções circulares, quadradas, retangulares, elípticas e compostas, para situações de carregamento centrado e excêntrico, gerando grande contribuição para o meio técnico nacional e internacional da área. A continuidade dessa linha de pesquisa se apoia na busca de soluções para

aumentar a eficiência do reforço de pilares de seção transversal retangular com grande relação entre lados (maior do que 1:2), em relação à qual está sendo desenvolvido um novo sistema de reforço. A técnica consiste na introdução de tirantes transversais de aço, como mecanismo adicional ao PRF, para promover o reforço por confinamento lateral do pilar.

2. CONFINAMENTO DO CONCRETO NOS PILARES

Quando um pilar de concreto é solicitado por compressão axial surgem simultaneamente deformações axiais e transversais causadas inicialmente pelo coeficiente de Poisson e, no regime plástico, pela fissuração do concreto. O PRF é utilizado para restringir



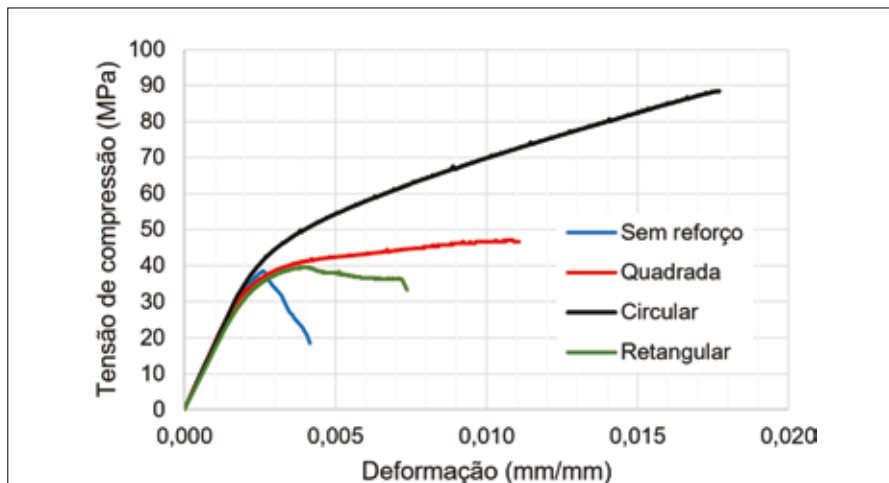
► **Figura 2.1**

Modelagem numérica demonstrando a configuração das tensões axiais de compressão com regiões de concreto confinado, não confinado ou parcialmente confinado pelo PRF [Carrazedo (2005)]

essa deformação transversal, promovendo o confinamento lateral graças ao efeito de membrana, possibilitando ao concreto do pilar incrementos de resistência e deformação axial. Pesquisas consolidadas na área demonstraram que um dos fatores que mais influencia na eficiência desse tipo de reforço é o formato da seção transversal do pilar.

No pilar de seção transversal circular o efeito de membrana é desenvolvido em todo o perímetro da seção, gerando uma situação uniforme e ideal de confinamento. Para seções quadradas e retangulares, a seção transversal não fica inteiramente confinada, pois o efeito de membrana é desenvolvido apenas junto aos cantos arredondados da seção. Como o PRF não possui rigidez à flexão, os trechos retos da seção não ficam efetivamente confinados, criando regiões de concreto confinado e regiões de concreto não confinado ou parcialmente confinados, definidas por parábolas (ver Figura 2.1).

De acordo com Youssef et al. (2007), o aumento da resistência axial promovido pelo reforço com PRF é máximo para seções circulares, diminuindo para as seções quadradas, e é mínimo para as seções retangulares. De modo típico, seções circulares e quadradas possuem o segundo trecho do diagrama tensão de compressão *versus* deformação ascendente para o concreto, enquanto que, para seções retangulares, esse segundo trecho se torna descendente (ver Figura 2.2). Wu & Wei (2010) demonstraram que, quanto maior a relação entre os lados da seção retangular, menor a eficiência do confinamento promovido pelo PRF, sendo que, para uma relação entre os lados maior do que 1:2, o aumento da resistência axial do pilar é pouco significativa. Para seções



► **Figura 2.2**

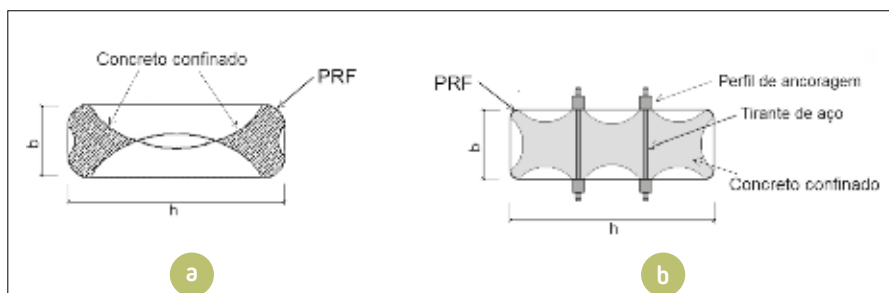
Comportamento típico dos diagramas de tensão de compressão *versus* deformação para o concreto confinado com PRF em função do formato da seção transversal de pilares em ensaios realizados por Carrazedo (2005)

transversais com grande relação entre os lados, Tan et al. (2013) afirmam que as parábolas se sobrepõem, de modo que apenas as porções próximas aos menores lados ficam efetivamente confinadas (ver figura 2.3a), o que reduz a efetividade do confinamento.

Na tentativa de melhorar a eficiência do reforço de pilares com seção transversal retangular, mobilizando o efeito de confinamento, propõe-se acrescentar, ao reforço com PRF, tirantes de aço ancorados por perfil metálico, de modo a aumentar a área de concreto confinado, como mostrado na Figura 2.3b.

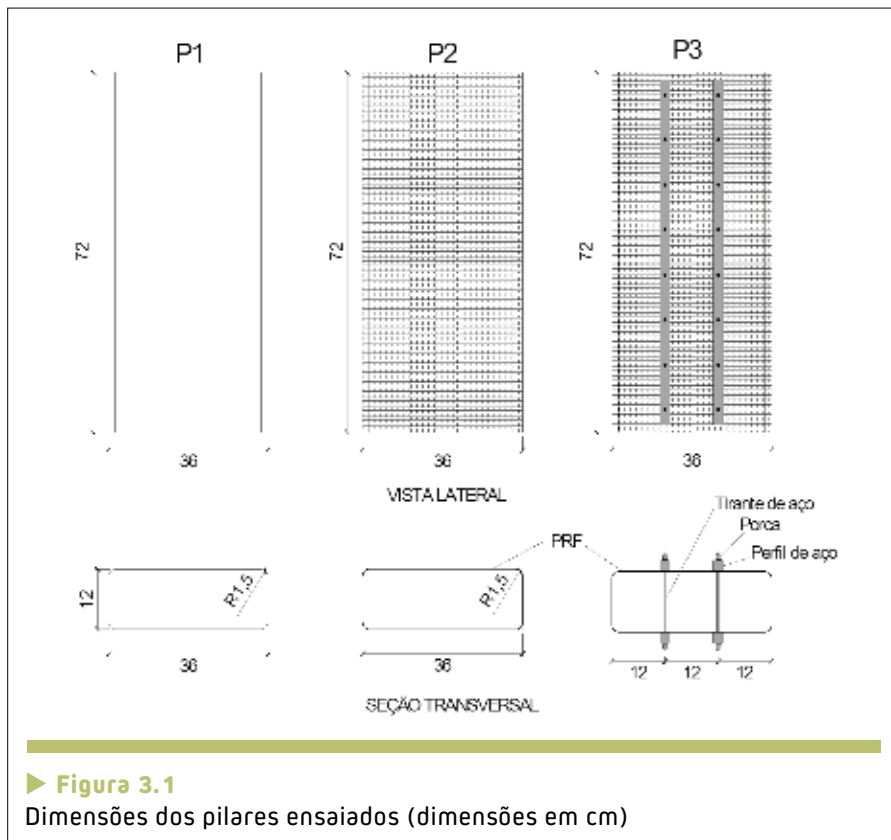
3. ENSAIO EXPERIMENTAL

Como ensaio preliminar foram ensaiados três pilares: P1, sem reforço; P2, com três camadas de PRF; e P3, com três camadas de PRF e os tirantes de aço (ver dimensões na Figura 3.1). Como a seção do pilar possui a relação de 1:3, foram colocados dois tirantes para promover o confinamento lateral do concreto no maior lado da seção. Os tirantes foram ancorados por um perfil de aço utilizando porcas nas duas extremidades. O traço em massa (kg) do concreto utilizado foi 1: 2,42: 2,58: 0,52 (cimento: areia: brita: água),



► **Figura 2.3**

Configuração da região de concreto efetivamente confinado:
(a) Apenas com reforço de PRF [Tan et al. (2013)];
(b) Com o reforço de PRF e tirantes de aço



resultando em uma resistência à compressão de 51MPa.

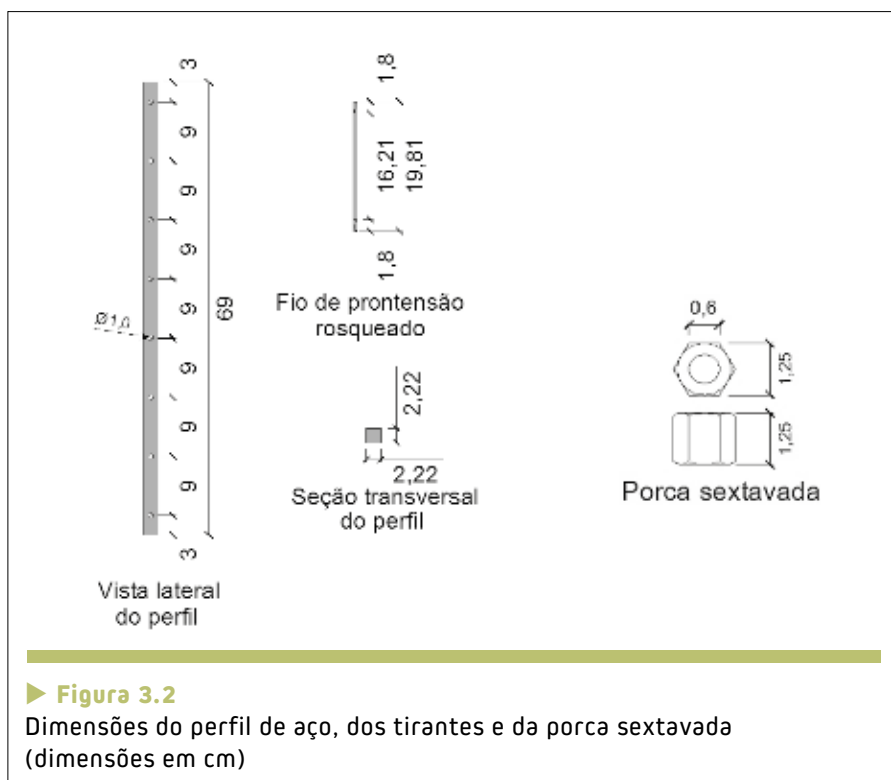
A fibra de carbono utilizada foi do

tipo TEI-300, fabricado pela TEI Composites, com resistência à tração pa-

ralela às fibras de 3102 MPa, módulo

de elasticidade de 235 GPa e deformação máxima de alongamento de 0,014. Como matriz foi utilizada resina epóxi Sikadur 330. Os tirantes foram feitos a partir de fios de protensão do aço CP 160 RB (ver dimensões na Figura 3.2). As porcas e o perfil metálico foram usinados de aço SAE 1020 Para resistir ao esforço de tração dos tirantes adotou-se um comprimento de rosca maior que o usual para as porcas e diâmetro nominal de 6 mm. O ensaio de arrancamento da porca demonstrou que a ligação resiste a uma tensão equivalente no tirante de aço de 840 Mpa, gerada pela concentração de tensões na região de rosca e pela redução feita no diâmetro para se usar a rosca (ver Figura 3.3), levando a uma ruptura frágil.

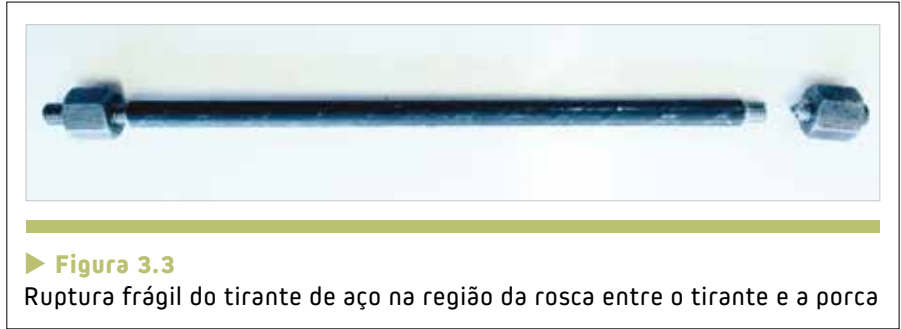
Foi realizada cura úmida (proteção com lona plástica) por 7 dias. Os pilares foram desformados e lixados para corrigir imperfeições e preparar para a aplicação do PRF. Para o encamisamento o consumo de resina epóxi foi de 1 kg/m² para a primeira camada e 0,7 kg/m² para as demais camadas. No pilar P3 a costura do tecido foi aberta para contornar os tirantes. A retificação das extremidades do pilar foi feita com massa plástica aplicada com o auxílio de uma placa de vidro plano. Entre o perfil de aço e o PRF foi adicionada uma camada de resina epóxi para preencher os vazios. As porcas foram fixadas com um baixo torque apenas para encostar as porcas no perfil. O PRF e as partes metálicas foram instrumentados com extensômetros elétricos (ver Figura 3.4). Os pilares foram ensaiados com idade de 28 dias com controle de deslocamento de 0,005 mm/s, na máquina de ensaios INSTRON, modelo 8506, com capacidade de 2500kN (ver Figura 3.5).



4. RESULTADOS E ANÁLISES

O pilar P1 apresentou uma ruptura brusca (ver gráfico da Figura 4.1). O pilar P2 apresentou aumento de 19,3% de resistência em relação ao pilar P1. No entanto, também apresentou ruptura brusca, pois reforço de PRF não foi capaz de confinar lateralmente o maior lado do pilar, na sua região central. Não foi possível atingir a força máxima para o pilar P3, pois o ensaio teve que ser interrompido antes de se atingir a capacidade da máquina. De qualquer modo, foi possível observar tendência de crescimento do diagrama e acréscimo de resistência em relação ao pilar P2. Nesse estágio de carregamento não foi possível observar sinais de ruptura visível para o pilar P3, que permaneceu praticamente intacto.

Por meio da Figura 4.2 observa-se que, na situação de força de pico do pilar P2 (2,5 mm de deslocamento aplicado), a deformação máxima medida

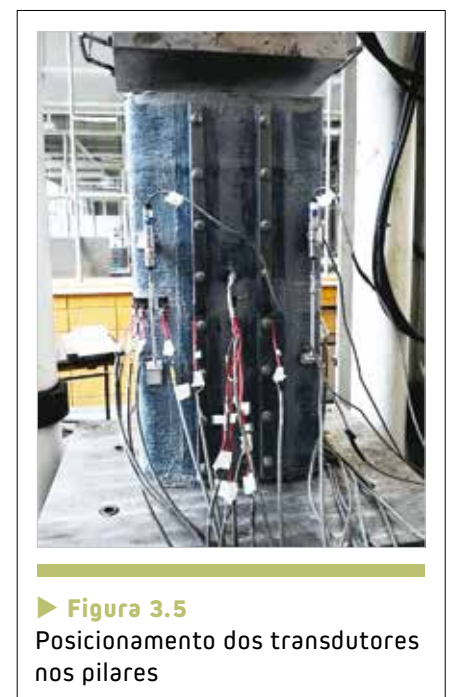
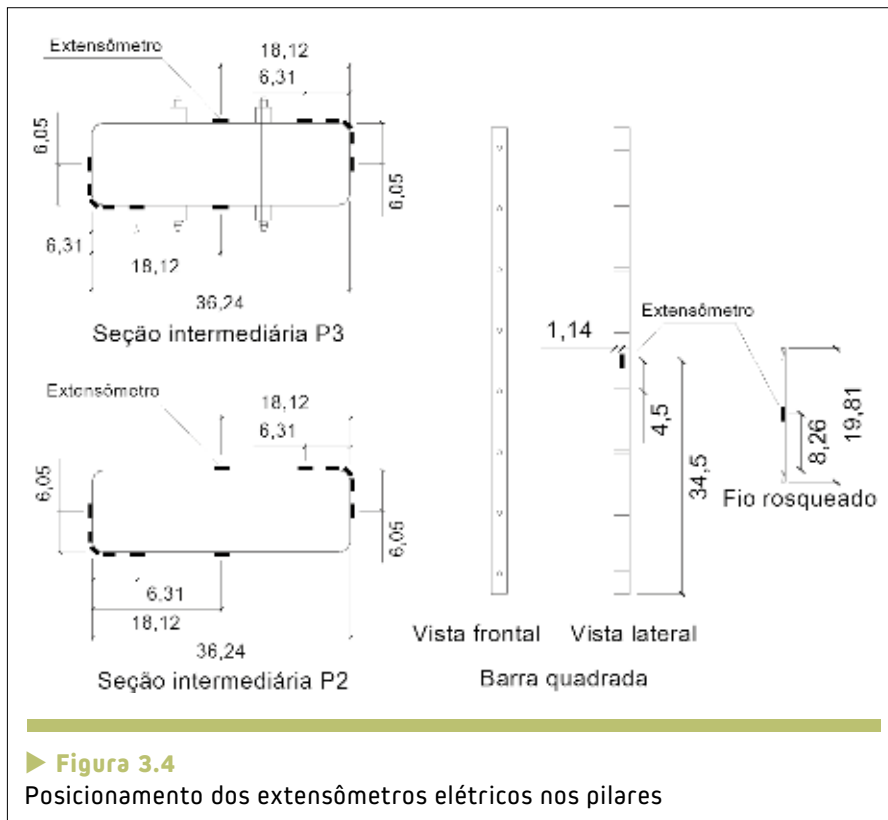


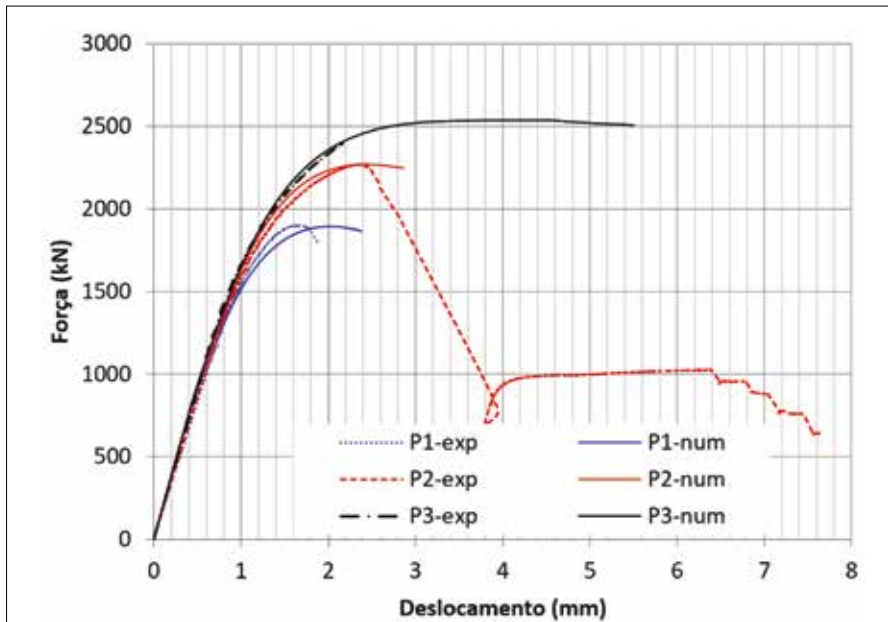
no perímetro da camisa pelos extensômetros de 1 a 12 foi de 0,0018mm/mm (apenas 13% da capacidade de deformação do PRF), o que indica a baixa eficiência do sistema de confinamento apenas com PRF. Para o pilar P3, observa-se que, no instante em que foi interrompido o ensaio, as deformações do PRF ainda permaneciam pequenas, menores que as do pilar P2.

Até a interrupção do carregamento observa-se que as tensões nos tirantes ainda permaneciam baixas em comparação ao que eles são capazes de alcançar (ver Figura 4.3). No entanto,

percebe-se a tendência ao aumento das tensões nos tirantes até o instante de interrupção do ensaio. Percebe-se também que, desde o início do carregamento, os tirantes apresentaram aumento nas tensões, indicando que não houve acomodação inicial e que o sistema concreto e tirante trabalhou em conjunto desde o início do ensaio.

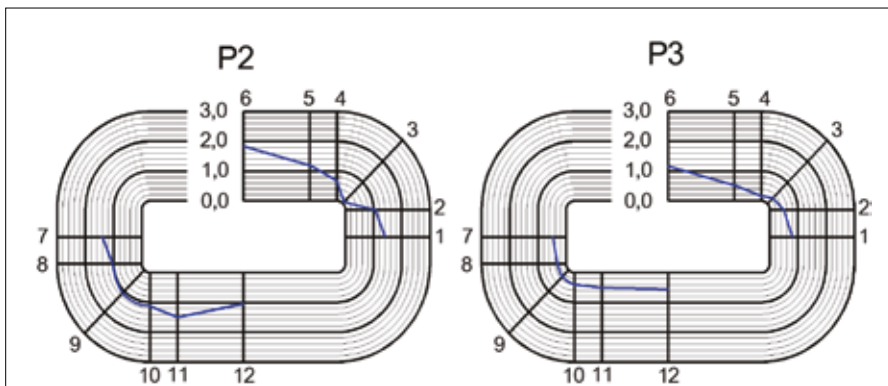
A força total resistida pelos perfis metálicos (100 kN) se manteve constante e pequena, se comparada com a força total no pilar (ver Figura 4.4). Como os perfis tinham uma folga de 1,5 cm em relação à extremidade do pilar e o diâmetro de furo do perfil foi maior do que o dos tirantes (descartando efeito de pino), constata-se que





► **Figura 4.1**

Diagramas de força de compressão versus deslocamento aplicado obtidos nos ensaios experimentais dos pilares juntamente com as respectivas curvas de calibração obtidas por meio da modelagem numérica



► **Figura 4.2**

Diagramas de deformação no PRF medida pelos extensômetros (posições indicadas de 1 a 12) na situação de força de pico para o pilar P2 e a 2,5mm de deslocamento aplicado no pilar P3

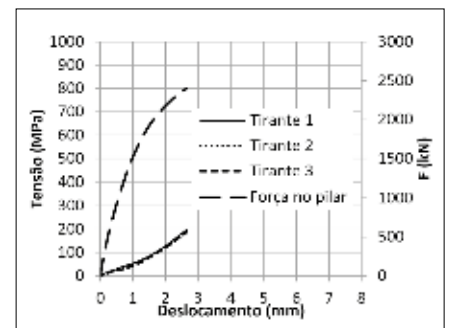
a transferência de carregamento para o perfil metálico se deu por atrito entre este e o PRF.

5. MODELAGEM NUMÉRICA

Foi realizada uma simulação numérica com o método dos elementos finitos considerando a não linearidade física dos materiais. O modelo consti-

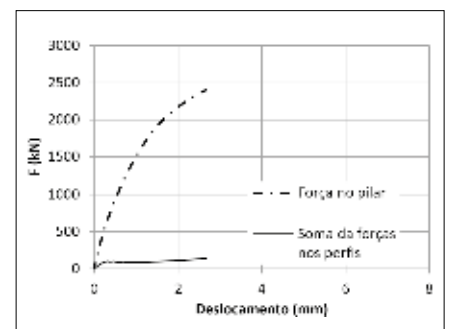
tutivo utilizado para representar comportamento do concreto confinado foi o *Concrete Damaged Plasticity (CDP)*, que é um modelo de dano acoplado à plasticidade disponível no programa ABAQUS. Para a fibra de carbono foi considerado comportamento elástico linear até a ruptura e, para o aço dos fios de protensão, considerou-se um

comportamento elastoplástico. Foi modelada apenas uma faixa do comprimento do pilar definida por planos entre os tirantes e, por simetria, foi modelada um quarto da seção transversal. Na Figura 5.1 é indicada a malha de elementos finitos utilizada para o pilar P3, sendo que o pilar P2 usou a mesma malha, suprimindo o perfil metálico e o tirante; e para o pilar P1 foi suprimido também o PRF. Na Figura 4.1 são mostradas as curvas de calibração da modelagem com os resultados experimentais, indicando boa correlação e possibilitando extrapolar a curva do pilar P3. Considerando a curva numérica, o pilar P3 teve



► **Figura 4.3**

Gráfico de tensão nos tirantes juntamente com gráfico de força versus deslocamento do pistão, para o pilar P3



► **Figura 4.4**

Gráfico de força resistida pelo pilar em comparação com a soma das forças transmitidas pelos perfis para o pilar P3

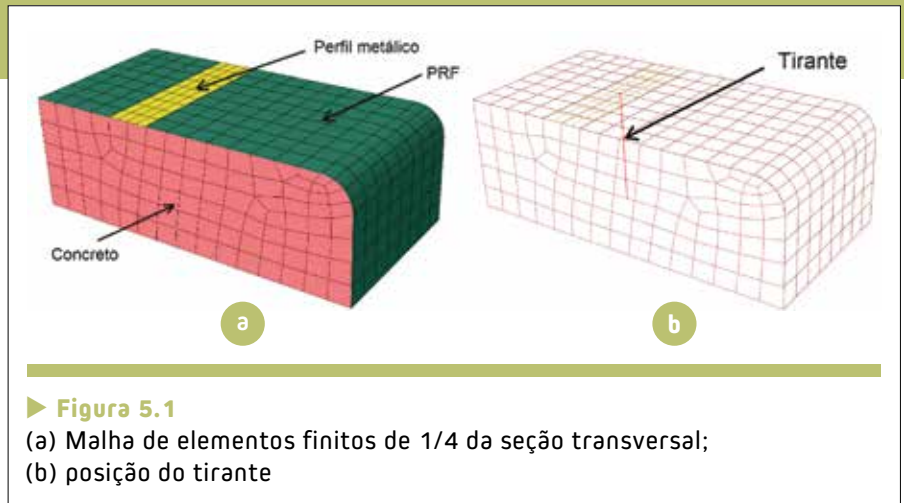
um acréscimo de 33,5% de resistência em relação o pilar P1. Isso indica que uma taxa maior de tirantes possibilitaria um acréscimo ainda maior de força última.

Na Figura 5.2 observa-se que a região confinada se concentrou junto aos menores lados do pilar P2, semelhante ao indicado por Tan et al. (2013). Para o mesmo estágio de deslocamento aplicado no pilar P3, observa-se o aumento da região confinada pelos tirantes. Além disso, para a situação última do pilar P3, foi possível obter um aumento expressivo nas tensões de compressão.

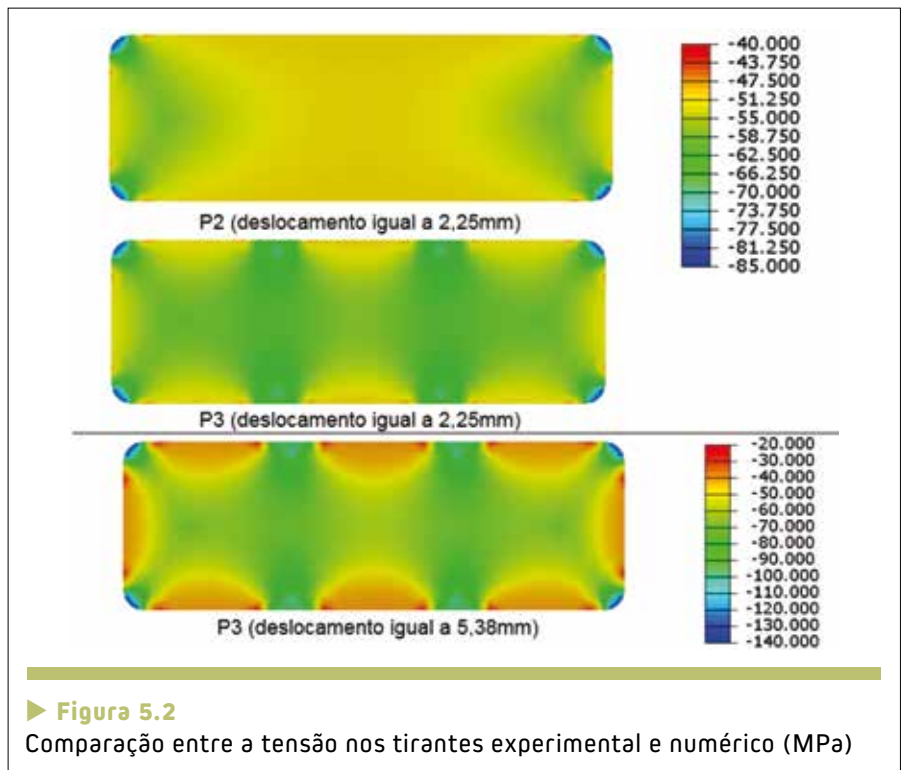
6. CONCLUSÕES

Apesar de, no ensaio do pilar P3, não ter sido possível alcançar a força máxima, o sistema proposto alcançou maior resistência em relação ao pilar P2, reforçado pelo sistema convencional de PRF. Os tirantes promoveram melhor proteção das faces retas do pilar, evitando a expansão lateral do concreto, como ocorreu com o P2, levando à ruína deste. Além disso, o sistema concreto e tirante trabalhou em conjunto desde o início do carregamento, indicando a eficiência do sistema de ancoragem proposto.

Como a ruína do pilar P2 ocorreu em uma situação em que as deformações no PRF estavam com valores pequenos



► **Figura 5.1**
(a) Malha de elementos finitos de 1/4 da seção transversal;
(b) posição do tirante



► **Figura 5.2**
Comparação entre a tensão nos tirantes experimental e numérico (MPa)

comparados com a capacidade de deformação do tecido, observa-se a baixa eficiência do reforço apenas com PRF para seções com relação entre lados de 1:3 e até maiores.

Trata-se de um estudo preliminar, cuja técnica ainda se encontra em desenvolvimento, com vistas a aumentar o acréscimo de resistência em pilares com grande relação entre lados. ➤

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] American Concrete Institute (ACI) (2008). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. ACI 440, Detroit, Mich.
- [02] Carrazedo, R. (2005). Mecanismos de Confinamento Em Pilares de Concreto Encamisados Com Polímeros Reforçados Com Fibras Submetidos À Flexo-Compressão. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo: 242.
- [03] Compressão. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo: 242.
- [04] Tan, K.H., T. Bhowmik, T. Balendra. (2013). Confinement Model for FRP-Bonded Capsule-Shaped Concrete Columns. Engineering Structures 51. Elsevier Ltd: 51–59.
- [05] Youssef, M.N., M.Q. Feng, A.S. Mosallam. (2007). Stress–strain Model for Concrete Confined by FRP Composites. Composites Part B Engineering 38 (5-6): 614–28.
- [06] Wu, Y.F., Y.Y. Wei. (2010). Effect of Cross-Sectional Aspect Ratio on the Strength of CFRP-Confined Rectangular Concrete Columns. Engineering Structures 32 (1). Elsevier Ltd: 32–45.

Aderência com resina epóxi e pinos de aço no reforço de estruturas de concreto

LANA D. DOS SANTOS GOMES – MESTRANDO

HELDER L. DA SILVA RODRIGUES – MESTRANDO

EDGAR H. RAMOS SASAKI – MESTRANDO

LUKAS A. SILVA DE ALCANTARA – MESTRANDO

DÊNIO R. C. DE OLIVEIRA – PROFESSOR DOUTOR

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ (UFPA)

I. INTRODUÇÃO

A deterioração das estruturas, muitas vezes prematura e fruto do descaso com aspectos relativos à durabilidade, ou por conta de acidentes naturais e falhas de projeto, de detalhamento e execução, vem aumentando a prática do reparo e reforço das estruturas de concreto (Santos, 2009). Nesse sentido, surge a necessidade de alcançar uma boa aderência entre concretos de diferentes idades, ou seja, o concreto do reforço com o concreto existente, e essa capacidade aderente deve garantir que o comportamento do conjunto seja semelhante ao de uma peça monolítica (Momayez et al., 2005). De acordo com Sampaio (2010), as juntas de concretagens são inevitáveis e não há regra específica para cobrir todas as situações. Para Marek e Vanderlei (2007), geralmente, a região de contato entre os concretos de diferentes idades é a mais suscetível ao surgimento de problemas, pois, além de ser a região com maior risco de segregação de materiais, é também onde pode haver maior concentração de nata de cimento, que atua como uma camada de baixa resistência e aderência entre os dois concretos.

Dentre os mecanismos de aderência, destacam-se o uso de adesivo epóxi na

junta de concretagem e a adoção de pinos que atravessam a interface dos dois concretos (Silva et al., 2012), ambos para garantir o comportamento mais próximo do monolítico da peça reforçada. As possibilidades de rupturas ligadas à falha da capacidade aderente entre o concreto do elemento estrutural (substrato) e o concreto de reforço são as que apresentam maior nível de incerteza, pois ocorrem por descolamento do concreto de reforço, ou seja, de forma brusca, comprometendo a segurança estrutural. Assim, este artigo apresenta os resultados de uma série de ensaios experimentais feitos em blocos de concreto com o objetivo de avaliar a aderência na interface de núcleos tronco-piramidais e o reforço por aumento de seção, avaliando a inclinação da superfície de ligação (ângulo α), as dimensões dos núcleos e o desempenho do uso de adesivo epóxi e pinos de aço como mecanismo de aderência na ligação.

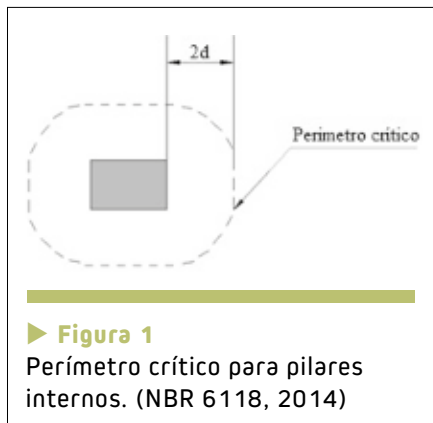
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Trabalhos desenvolvidos

Saldanha et al. (2013) indicaram que, em caso de junta de concretagem em plano inclinado, existem três componentes que controlam o comportamento do con-

junto: a interface, o concreto do substrato e o concreto do reforço. Em relação ao tipo de ensaio, Quian et al. (2014) chegaram à conclusão de que, dentre os ensaios utilizados para medir aderência na interface entre concretos de diferentes idades, o ensaio que faz uso de tronco concêntrico e o reforço são os mais indicados, devido principalmente ao confinamento gerado que impossibilita o surgimento de deformações de retração, tanto nos concretos quanto nos materiais utilizados como mecanismos de aderência.

Quanto aos tipos de mecanismos de aderência, para Tayeh et al. (2013), os pinos de aço são comumente utilizados em reforço para atender aos mais diferentes esforços e auxiliam o reforço estrutural por aumento de seção. Shehata (2007) defende a técnica do uso de pinos de aço, chumbadores ou conectores, pois, além de questões econômicas, trata-se de uma tecnologia consolidada na construção civil (concreto armado). Sampaio (2010) produziu uma pesquisa voltada para avaliar o uso de aderência mecânica (apicoamento), somada a nata de cimento, com adição de 10% de sílica ativa e ao adesivo epóxi. Nos resultados o autor observou que o adesivo à base de resina epóxi apresentou melhor desempenho na ligação entre os concretos. Guerrante



► **Figura 1**
Perímetro crítico para pilares internos. (NBR 6118, 2014)

et al. (2015) corroboraram a conclusão de Sampaio (2010), mostrando que todos os corpos de prova com resina epóxi na superfície da junta de concretagem romperam como uma peça monolítica.

2.2 Recomendações normativas

2.2.1 RESISTÊNCIA À PUNÇÃO

A resistência à punção dos blocos estudados, após o reforço, foi calculada considerando o mesmo comportamento de lajes maciças de concreto armado. A norma brasileira ABNT NBR 6118 - Projetos de Estruturas de Concreto – procedimento (2014) recomenda que a resistência à punção em lajes de concreto armado, sem armaduras de punção, seja verificada considerando um perímetro de controle u , determinado conforme indicado na Figura 1, onde deve ser investigado, por meio das Equações 1 e 2, a possibilidade de ruptura por tração diagonal. Onde d é a altura útil da laje ao longo do contorno, ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão, f_c é a resistência à compressão do concreto, u é o perímetro crítico e F_{sd} é a força ou a reação concentrada de cálculo.

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{\frac{1}{3}} \quad [1]$$

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{ud} \quad [2]$$

2.2.2 RESISTÊNCIA À FLEXÃO

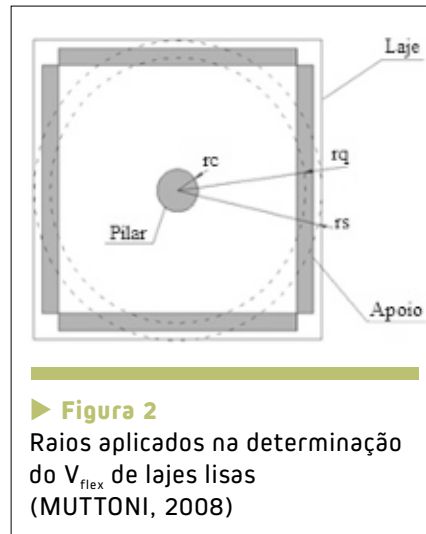
A mesma consideração feita para punção, ou seja, considerando comportamento dos blocos semelhante aos de laje maciça de concreto armado apoiadas nos quatro bordos, foi adotada para o cálculo da resistência à flexão (V_{flex}). Segundo Muttoni (2008), a força resistente da laje pode ser calculada pelas Equações 3 e 4. A Figura 2 mostra os raios utilizados na determinação do V_{flex} da placa. As dimensões do pilar usado nos ensaios dos blocos foram convertidas para a forma circular.

$$V_{flex} = 2 \cdot \pi \cdot m_R \cdot \frac{r_s}{r_q - r_c} \quad [3]$$

$$m_R = \rho \cdot f_{ys} \cdot d^2 \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{ys}}{2 \cdot f_c} \right) \quad [4]$$

2.3 Tensão de aderência

Com base na carga de ruptura (V_{Exp}), foi possível calcular, por meio da Equação 5, a tensão de aderência (τ) na superfície dos troncos de pirâmide. A tensão normal à superfície (σ) foi calculada de acordo com a Equação 6. A Figura 3 mostra a distribuição das tensões atu-



► **Figura 2**
Raios aplicados na determinação do V_{flex} de lajes lisas (MUTTONI, 2008)

antes nos núcleos durante os ensaios.

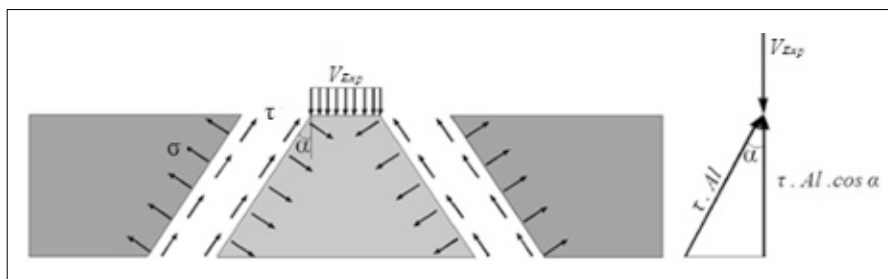
$$\tau = \frac{V_{Exp}}{A_l \cos \alpha} \quad [5]$$

$$\sigma = \tau \tan \alpha \quad [6]$$

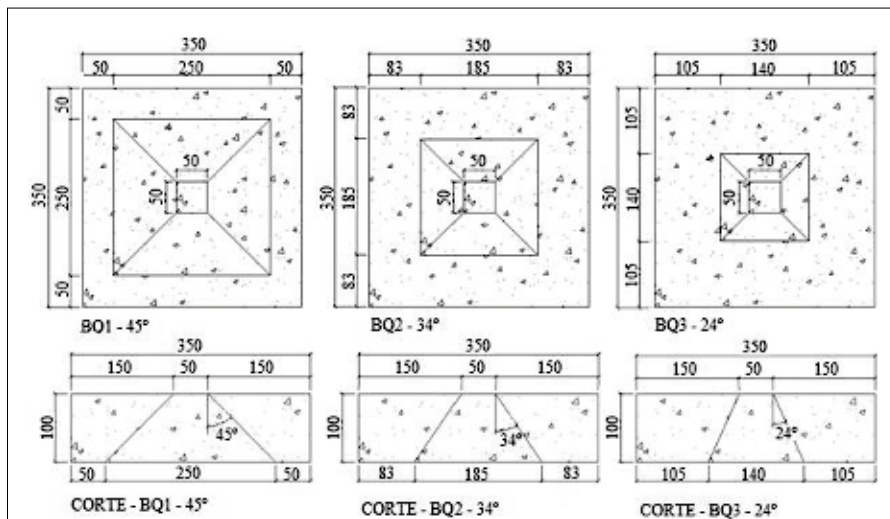
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Corpos de prova

O programa experimental contou com 8 (oito) corpos de prova prismáticos, com dimensões de 350 x 350 x 100 mm. Desse, um foi monolítico para servir como referência, os demais foram divididos em duas séries. Na série I, foi analisada qual dimensão e ângulo de inclinação lateral eram mais críticos, para tal, foram moldados 3 (três) núcleos concêntricos em



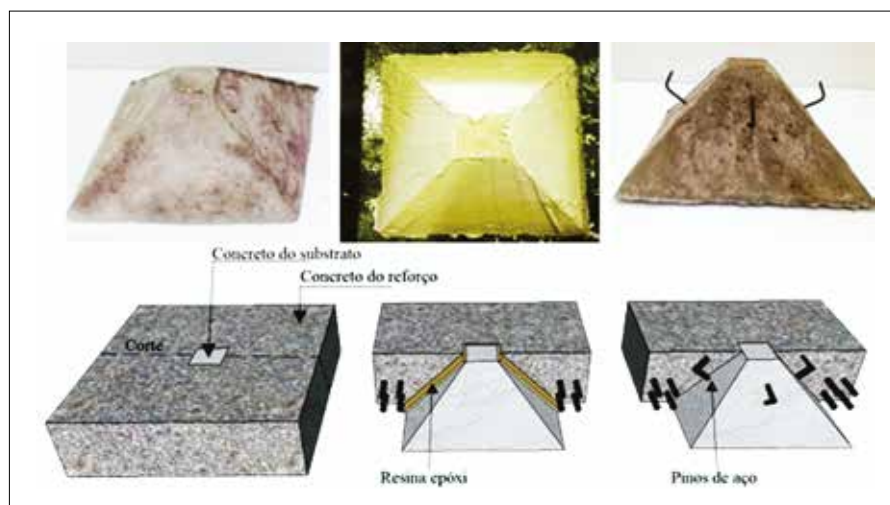
► **Figura 3**
Tensões nos núcleos durante os ensaios



► **Figura 4**
Vista em planta e em corte dos blocos com os núcleos concêntrico tronco piramidais



► **Figura 5**
Disposição dos núcleos concêntricos nas fôrmas antes do reforço



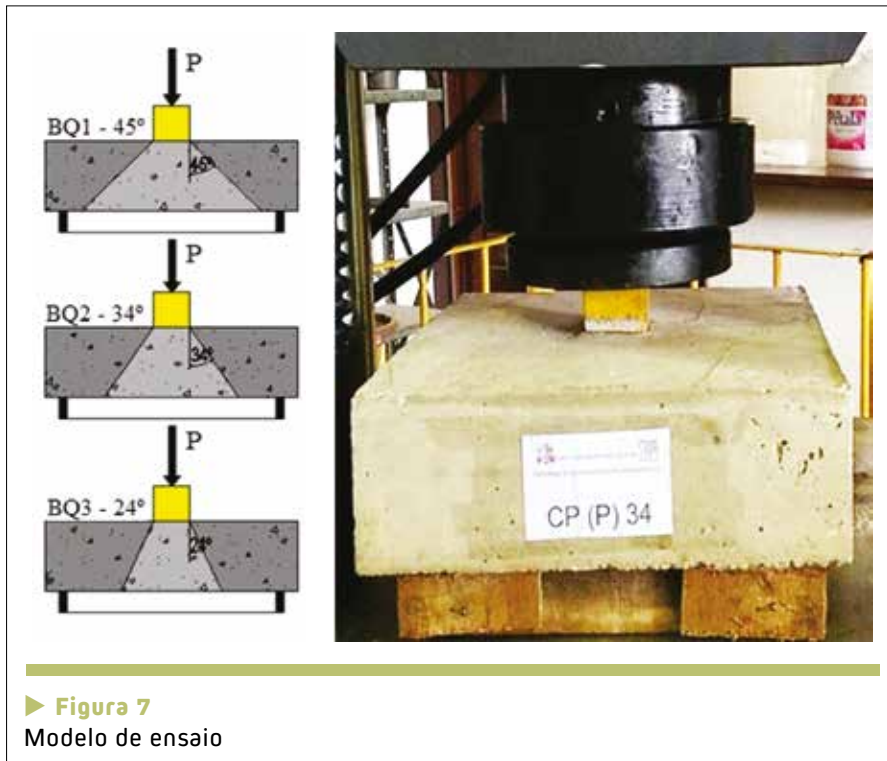
► **Figura 6**
Núcleos sem mecanismo de aderência, com pinos de aço e resina epóxi

formato tronco-piramidal com área da base maior de 250 x 250 mm, 185 x 185 mm, 140 x 140 mm e ângulos de inclinação com 45°, 34° e 24°, respectivamente. A área da base menor foi constante para todos os núcleos com 50 x 50 mm. Com 72 horas após a concretagem dos núcleos, realizou-se o reforço por aumento de seção, formando assim um elemento prismático, conforme a Figura 4. A Figura 5 mostra a disposição dos núcleos concêntricos, o substrato, em suas respectivas fôrmas antes da concretagem do reforço.

A série II foi composta por 4 (quatro) blocos, 2 (dois) com núcleos concêntricos com área da base maior de 185 x 185 mm e ângulo de inclinação lateral de 34°, os demais com 250 x 250 mm e 45°. Nessa etapa, a variável foi o mecanismo de ligação entre o concreto do substrato e o concreto do reforço, onde o corpo de prova foi identificado conforme a série de concretagem, a dimensão da aresta da base maior dos troncos de pirâmide e seu respectivo ângulo de inclinação. Os métodos de aderência na interface foram: a base de resina epóxi e pinos de aço com diâmetro de 4.2 mm. A Figura 6 mostra a disposição dos pinos e resina como mecanismo de ligação na superfície da junta de concretagem. Ressalta-se que, para cada traço, foram moldados 3 (três) corpos de prova cilíndricos com 100 x 200 mm, que foram rompidos no mesmo dia que os blocos foram ensaiados, ou seja, com 28 dias após a moldagem do reforço.

3.2 Sistema de ensaio

Os ensaios dos blocos foram realizados na prensa Amsler do Laboratório de Engenharia Civil da UFPA, com capacidade para 200 tf, e consistiu na aplicação de carga na menor base do tronco de pirâmide por meio de



► **Figura 7**
Modelo de ensaio

um bloco metálico com dimensões de 50 x 50 mm, com os blocos apoiados nos quatro bordos. A Figura 7 apresenta o sistema de ensaio e a Tabela 1 exemplifica nomenclatura e características dos blocos ensaiados. Ressalta-se que o bloco de referência é monolítico.

4. RESULTADOS

A resistência à compressão do con-

creto (f_c) foi determinada a partir do ensaio preconizado pela ABNT NBR 5739 - Concreto - Ensaio de Compressão de Corpos-de-prova Cilíndricos - Método de Ensaio (2007). Na Tabela 2, encontra-se a média dos resultados do ensaio de compressão (f_{cm}). Em relação à carga de ruptura (V_{exp}), notou-se que, como o esperado, nenhum dos corpos de prova com núcleo superou a car-

ga de ruptura do elemento monolítico.

Entre as séries I e II, o bloco que teve a carga de ruptura mais próxima do resultado encontrado para bloco de referência foi o que apresentava ângulo de inclinação lateral de 34° da série I. Os blocos da série II, que receberam tratamento na superfície da junta de concretagem com resina epóxi, demonstraram melhor desempenho em comparação com os demais blocos não monolíticos, rompendo apenas por flexão (ruptura dúctil com aparecimento de linhas de ruptura típicas de lajes bidirecionais rompidas por flexão) e sem o descolamento dos troncos de pirâmide. Na série I, com exceção do corpo de prova com angulação de 34°, todos apresentaram ruptura por descolamento total e parcial do núcleo, ou seja, ruptura brusca. O bloco de referência rompeu por flexão. Os blocos com pinos de aço romperam por flexão e descolamento, seguido por escoamento dos pinos de aço. As Figuras 8, 9 e 10 mostram o aspecto dos blocos após os ensaios. A Figura 11 mostra um gráfico com as cargas de ruptura dos blocos.

A Tabela 3 apresenta as cargas e os modos de ruptura para cada corpo de prova com base nos ensaios realizados,

► **Tabela 1 – Nomenclatura e características dos blocos ensaiados**

Série	Bloco	α (1) (°)	B ⁽²⁾ (mm)	b ⁽³⁾ (mm)	h (mm)	d (mm)	Uso de mecanismos de ligação	Tipo de ligação
I	REF.	–	350	350	100	75	Não	–
	BQ1 45	45	250	50	100	75	Não	–
	BQ2 34	34	185	50	100	75	Não	–
	BQ3 24	24	140	50	100	75	Não	–
II	CP (S) 34	34	185	50	100	75	Sim	Resina epóxi
	CP (S) 45	45	250	50	100	75	Sim	Resina epóxi
	CP (P) 34	34	185	50	100	75	Sim	Pinos de aço
	CP (P) 45	45	250	50	100	75	Sim	Pinos de aço

NOTA: ⁽¹⁾ Inclinação da superfície de ligação; ⁽²⁾ e ⁽³⁾ Base maior e menor do núcleo concêntrico, substrato.

► Tabela 2 – Resistência média à compressão do concreto

Série	Traço	f_{cm} (MPa)
I	Substrato	20,8
	Reforço	25,5
II	Substrato	19,4
	Reforço	36,0

além dos resultados de τ_{Rd1} e V_{Flex} , obtidos através dos cálculos baseados nas prescrições normativas. Na razão entre o V_{Exp} e $V_{Exp,ref}$, carga última do corpo de prova de referência, é visível que o resultado mais próximo do bloco monolítico foi o do BQ2 34, seguido pelos blocos



► Figura 8
Bloco de referência (monolítico) após os ensaios

tratados com resina epóxi na ligação entre concretos. Ainda na Tabela 3 encontram-se as tensões atuantes na superfície da junta de concretagem dos blocos. A

Figura 12 mostra as tensões de aderência e normais obtidas para os corpos de prova (BQ1 45, BQ2 34 e BQ3 24) da Série I. A partir desta, é possível concluir que



► Figura 9
Blocos da série I após os ensaios (BQ1 45, BQ2 34, BQ3 24)

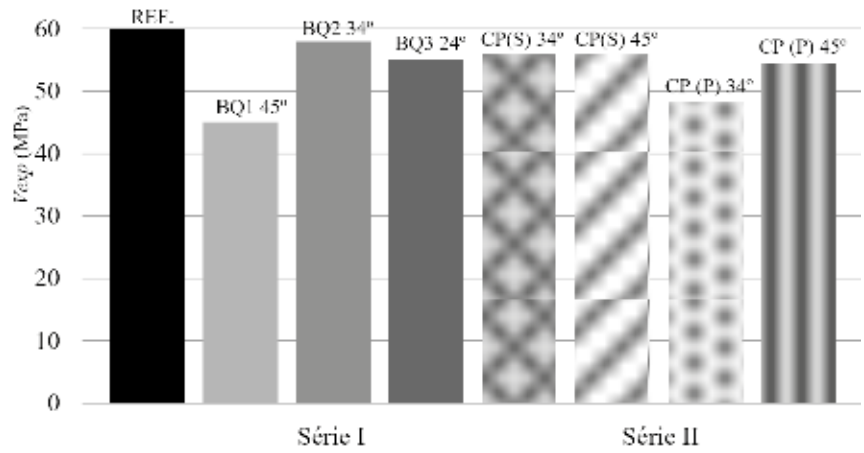


► Figura 10
Blocos da série II – CP (S) com resina epóxi; CP (P) com pinos de aço

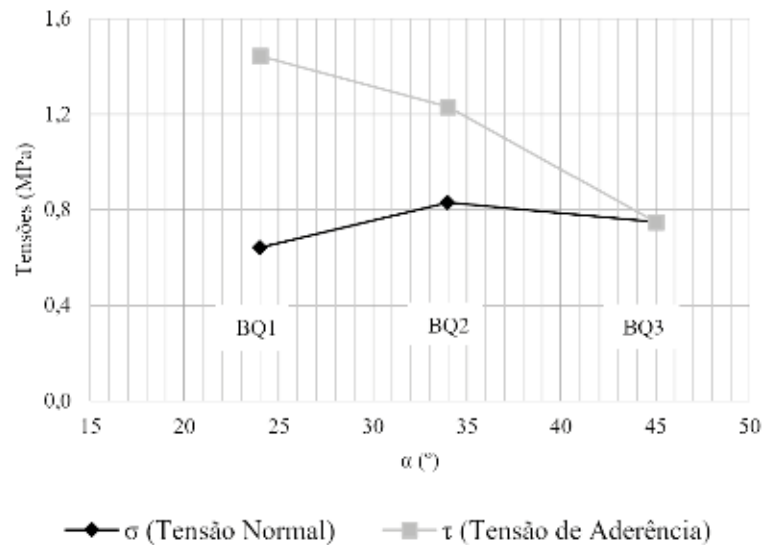
quanto maior o ângulo (α) menor será a tensão de aderência entre o substrato e o reforço. Contudo, para a tensão normal, nota-se uma tendência diretamente proporcional ao aumento do ângulo (α).

5. CONCLUSÃO

No presente trabalho foram apresentados os resultados experimentais de 8 (oito) blocos de concreto armado, submetidos ao ensaio de arrancamento entre o concreto do substrato, ou seja, dos núcleos tronco-piramidais e o concreto do reforço, com finalidade de avaliar a eficiência na aderência de dois mecanismos de ligação (adesivo à base de resina epóxi e pinos de aço), assim como, avaliar o ângulo de abertura do núcleo e as dimensões dos mesmos. Com base nos resultados, concluiu-se que os núcleos com maior ângulo (α) apresentaram menor resistência à tensão de aderência, ou seja, o ângulo tem influência significativa no desempenho de reforços estruturais. Os resultados mais satisfatórios foram os dos blocos que receberam a camada de adesivo epóxi nas paredes do núcleo, pois nesses foi observado ruptura exclusivamente por flexão, sem o descolamento do



► **Figura 11**
Cargas últimas para todos os blocos



► **Figura 12**
Tensões de aderência e normal resistentes experimentais

► **Tabela 3 – Cargas, modos de ruptura, tensão de aderência e normal nos blocos**

Série	Bloco	Modo de ruptura	AI (mm ²)	V_{exp} (kN)	V_{Teo} (kN)	V_{flex} (kN)	τ (MPa)	σ (MPa)	$\frac{V_{exp}}{V_{exp(REF)}}$
I	REF.	F ⁽¹⁾	–	65,0	73,73	81,6	–	–	–
	BQ1 45	DN ⁽²⁾	84852,81	45,0	73,73	81,6	0,75	0,75	0,69
	BQ2 34	F	56836,97	60,0	73,73	81,6	1,23	0,83	0,92
	BQ3 24	DPN ⁽³⁾	41670,25	55,0	73,73	81,6	1,44	0,64	0,85
II	CP (S) 34	F	56836,97	56,1	73,73	81,6	1,19	0,80	0,86
	CP (S) 45	F	84852,81	55,9	73,73	81,6	0,93	0,93	0,86
	CP (P) 34	F	56836,97	48,2	73,73	81,6	1,02	0,69	0,74
	CP (P) 45	DN/ EP ⁽⁴⁾	84852,81	54,4	73,73	81,6	0,91	0,91	0,84

NOTA: ⁽¹⁾ Flexão, ⁽²⁾ Descolamento do núcleo, ⁽³⁾ Descolamento parcial do núcleo, ⁽⁴⁾ Escoamento dos pinos.

núcleo tronco-piramidal do reforço. Os blocos reforçados com pinos não tiveram um bom desempenho em comparação

com o uso da resina epóxi e resultados inferiores aos dos blocos sem mecanismo de aderência, além de romper por

descolamento do substrato. Atribui-se a esses acontecimentos a baixa taxa de pinos nas faces laterais dos núcleos. ❏

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] GUERRANTE, I. F., SÁNCHEZ FILHO, E. S., CARNEIRO, L. A. V. Analysis of behavior of cylindrical specimens with two pieces bonded by epoxy in concrete with different strengths and inclinations. *Revista Matéria*. Vol 20, Nº 04, pp. 804-816, 2015.
- [02] MAREK FILHO, C. A. M.; VANDERLEI, R. D. Estudo das ligações entre concretos de diferentes propriedades solicitados à flexão pura – I Seminário de Engenharia Urbana da Universidade Estadual de Maringá – Maringá: SEVEN, 2007.
- [03] MOMAYEZ, A.; EHSANI, M. R.; RAMEZANIANPOUR, A. A.; RAJAIE, H.. Comparison of Methods for Evaluating Bond Strength between Concrete Substrate and Repair Materials. *Cement and Concrete Research* 35, pp 748-757, Elsevier, 2005.
- [04] MUTTONI, A..Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement. *ACI Structural Journal*, ed. 105 – S42, 2008.
- [05] QIAN, J., YOU, C., WANG, Q., WANG, H., JIA, X. A method for assessing bond performance of cement-based repair materials. *Elsevier – Construction and Building Materials*, ed. 68, pp. 307-313, 2014.
- [06] SALDANHA, R., JÚLIO, E., DIAS-DA-COSTA, D., SNATOS, P. A modified slant shear test designed to enforce adhesive failure. *Construction and Building Materials*, ed. 41, 673-680, 2013.
- [07] SAMPAIO, I. A.. Avaliação de materiais na ligação entre concreto novo/ concreto velho. Monografia submetida à coordenação do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Ceará, 2010.
- [08] SANTOS, P. Assessment of the shear strength between concrete layers. Universidade de Coimbra. Tese de doutoramento, (2009).
- [09] SHEHATA, L. C. Reforço de Vigas de Concreto Armado à Flexão Por Encamisamento Parcial. Artigo Publicado na Universidade Federal Fluminense 49CB0014 Rio de Janeiro. 2007.
- [10] SILVA, M. S., LISERRE, A. P. A. R., SILVA, A. F. Vigas de Concreto Armado Reforçadas por Meio de Encamisamento. *Revista Eletrônica de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás*. Ed. 5, pp. 20-30, 2012.
- [11] TAYEH, B. A., BAKAR, B. H. A., JOHARI, M. A. M., VOO, Y. L. Evaluation of Bond Strength between Normal Concrete Substrate and Ultra High Performance Fiber Concrete as a Repair Material. *Elsevier – Procedia Engineering*, ed. 54, pp. 554-563, 2013.



A experiência de quem saber fazer.

A Mega Concreto chega com uma equipe motivada e liderada por profissionais experientes que gostam de desafios. Não é a toa que muitas das histórias do concreto no Brasil foram escritas por eles e pelo visto escreverão muitas mais.

Nossa estrutura

- 120 m³/h de produção de concreto de qualidade.
- Produção e entregas informatizadas.
- Precisão e rapidez no atendimento.
- Estrutura eficiente de pós-venda.
- Soluções para obras de pequeno, médio e grande porte.
- Usinas de canteiro.

11 3616.2244 www.megaconcreto.com.br



Macacos planos na avaliação de alvenarias com blocos vazados de concreto

MATEUS DE OLIVEIRA SORIANI – ENGENHEIRO CIVIL

FAMETH ESPAÇADORES PARA CONCRETO

GUILHERME ARIS PARSEKIAN – PROFESSOR DOUTOR

EDUARDO RAMOS SANCHES – GRADUANDO

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA NA UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

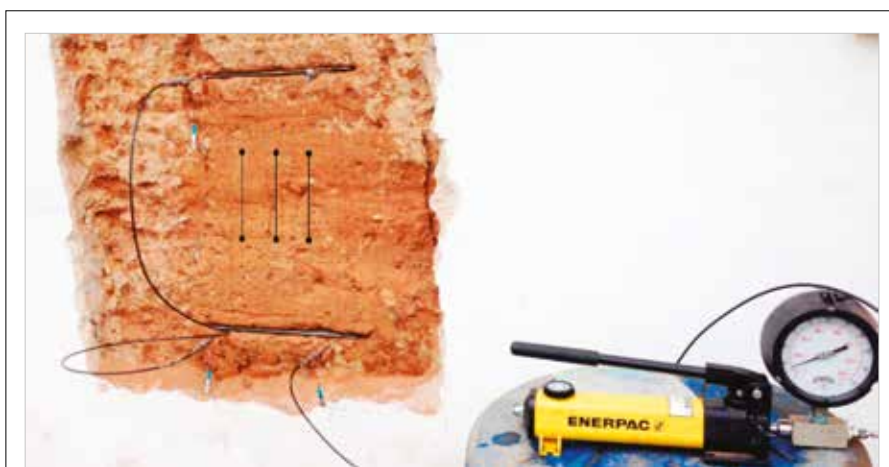
I. INTRODUÇÃO

Macacos planos são conhecidos internacionalmente por “flatjack”. Trata-se de uma técnica utilizada para obter propriedades de elementos de alvenaria de maneira não destrutiva. A técnica é tradicionalmente indicada para aplicação em alvenarias com unidades maciças, como pedras ou tijolos, e, portanto, comumente aplicadas em estruturas históricas. É considerada como eficiente e confiável, conforme indicado por Schuller (2001): “teste com macacos planos é uma maneira confiável de se determinar, *in loco*, o comportamento à compressão da alvenaria”.

O equipamento de macaco plano é um envelope composto por chapas metálicas, que funciona como um macaco hidráulico. O nome plano se deve ao formato do equipamento, que possui espessura muito pequena em relação às outras duas dimensões. A espessura costuma ser pequena, pois, para a realização dos testes, uma junta de alvenaria é removida e o macaco é inserido nesse rasgo, ficando confinado às unidades da parede. O macaco é conectado a uma bomba externa e, conforme o sistema é pressurizado, o macaco transfere parte da pressão aplicada para a alvenaria.

Há dois testes principais realizados com macacos planos: o de tensão e o de deformabilidade. O teste de tensão é especificado nas normas ASTM C 1196-09 (*“In-situ compressive stress within solid unit masonry estimated using flat-jack measurements”*) e RILEM MDT.4-04 (*“In situ stress tests behavior based on the flat jack”*), tendo como objetivo determinar o valor da tensão de compressão presente em um determinado local da estrutura. Já o teste de deformabilidade é especificado nas normas ASTM C 1197-09 (*“In-situ measurement of masonry deformability properties using flat-jack method”*) e RILEM MDT.5-04 (*“In situ stress-strain tests behavior based on the flat jack”*), tendo como objetivos principais a obtenção do módulo de elasticidade da estrutura e a estimativa da resistência à compressão. Para determinar a resistência, não se faz necessário romper a amostra, uma vez que esse dado pode ser estimado a partir da curva de tensão por deformação obtida com o ensaio.

No teste de deformabilidade, dois macacos são inseridos na parede, posicionados na horizontal e em paralelo. O princípio do teste é que a região entre os dois macacos está isolada dos carregamentos e das restrições do restante da parede, podendo ser testada.



► **Figura 1**
Exemplo de aplicação do teste de deformabilidade

Os macacos aplicam pressão nessa região, enquanto as deformações são lidas para cada pressão aplicada. Com esses pontos, a curva de tensão por deformação pode ser traçada e, a partir dela, o módulo de elasticidade pode ser obtido. Um exemplo de aplicação do teste é apresentado na Figura 1, em que se notam os macacos superior e inferior, as conexões com mangueira, a bomba externa e os pontos de leitura de deformação da alvenaria entre os dois macacos.

Macacos planos foram adaptados para estruturas de alvenaria na década de 80 na Europa, conforme trabalho de Rossi (1982). Noland; Atkinson; Schuller (1990) afirmam que a partir de 1985 pesquisas se iniciaram também nos Estados Unidos, indicando os dois centros principais de aplicação da técnica: Europa e Estados Unidos.

Após estudos que apresentaram a eficiência da técnica para avaliações estruturais, essa passou a ser largamente utilizada. Rossi (1990) afirma que, em menos de 10 anos de adaptação da técnica, a mesma já tinha sido utilizada na avaliação de mais de 50 monumentos históricos. Em 1990 houve um importante reconhecimento dos macacos planos, surgindo as primeiras recomendações sobre o tema: as RILEM Lum D.2-90 (*"In-situ stress based on the flat jack"*) e Lum D.3-90 (*"In-situ strength and elasticity test based on the flat jack"*), as quais foram posteriormente atualizadas para RILEM MDT.4-04 e MDT.5-04. Depois disso foram desenvolvidas normas americanas, as ASTM C1196-91 (*"Standard test method for in-situ compressive stress within solid unit masonry estimated using flat-jack measurements"*) e C1197-91 (*"Standard test method for in-situ measurement masonry deformability properties*



► **Figura 2**
Indicação do macaco plano tradicional e das áreas vazadas do bloco de concreto

using the flat jack method"), ambas atualizadas em 2009.

Para a realização dos testes, um rasgo na junta de argamassa deve ser feito para permitir a inserção do macaco plano. Apesar desse dano na estrutura, grande parte dos autores considera a técnica como sendo não destrutiva. A justificativa é que o dano causado é pequeno e temporário, podendo ser facilmente reparado após a finalização do teste, mantendo-se a integridade da estrutura.

Alvenarias modernas, na grande maioria compostas por blocos vazados, também podem necessitar de avaliação estrutural. Nesses casos, macacos planos podem ser aplicados devido às vantagens como: obtenção de propriedades de maneira não destrutiva, testes realizados *in situ* sem a necessidade de remoção de amostras, teste de curta duração e confiabilidade nos resultados. Entretanto, os equipamentos tradicionais não permitem tal aplicação devido a limitações geométricas e de capacidade de pressão.

O macaco plano tradicional apresenta limitação geométrica na aplicação de blocos vazados, pois, devido ao seu desenho, atuaria também nas

regiões vazadas, o que faria com que suas chapas se expandissem nessas regiões, rompendo o equipamento sem a necessária transmissão de pressão ao corpo de prova. A Figura 2 apresenta o macaco plano tradicional e indica as regiões vazadas de um bloco de concreto. A limitação de pressão ocorre porque o equipamento convencional tem capacidade máxima de pressão em torno de 7 MPa e, para alvenarias modernas, a resistência das paredes pode ser muito maior.

2. DESENVOLVIMENTO DE UM NOVO MACACO PLANO

Conforme comentado, o equipamento tradicional impossibilita a aplicação da técnica de macacos planos em alvenarias de blocos vazados. Para possibilitar a aplicação dessa técnica, portanto, foi necessário desenvolver um novo macaco. Nesse desenvolvimento, buscou-se solucionar os problemas de dimensões e formato das chapas de transmissão de carga e de capacidade de pressão.

Para impedir que o macaco aplicasse pressão nas áreas vazadas do bloco, projetou-se um equipamento com formato e dimensões tais que aplicasse



► **Figura 3**
Macaco plano desenvolvido

pressão apenas em áreas sólidas da unidade, permitindo que o mesmo atuasse apenas na seção transversal efetivamente resistente do bloco. Assim, um protótipo foi fabricado com dimensões iguais a 3,30 x 39,00 x 0,66 cm para largura, comprimento e espessura, respectivamente, como ilustrado na Figura 3.

O processo de desenvolvimento do novo macaco exigiu a fabricação de 5 modelos diferentes, testando-se e avaliando-se 17 protótipos ao todo, até se conseguir um macaco que atingisse os objetivos esperados. O modelo final reuniu dimensões adequadas (de modo que fosse posicionado na face sólida do bloco) e capacidade de pressão que permitisse testes em alvenarias de altas resistências. O protótipo de maior sucesso permitiu aplicar pressão de 33,0 MPa, o que seria suficiente para testar alvenarias de alta resistência até a proximidade da tensão de ruptura. Trata-se de um modelo de macaco inédito, devido à alta capacidade de aplicação de pressão, além da geometria.

3. TESTES DESTRUTIVOS PARA REFERÊNCIA

Uma vez desenvolvido o novo equipamento de macaco plano, testes com a técnica foram realizados em alvenarias com blocos de concreto. Porém, para se validar a eficiência da técnica,

as propriedades obtidas nos testes deveriam ser comparadas com valores de referência. Para obtê-los, testes destrutivos foram realizados, obtendo-se resultados em ensaios realizados em prensa hidráulica convencional. Dois tipos de testes destrutivos foram feitos: teste de prisma e teste de amostra da própria parede, após o corpo de prova ter sido ensaiado com o novo macaco.

Prismas foram moldados no mesmo dia da construção das paredes e ensaiados com o mesmo tempo de cura. Dois exemplares foram testados na prensa convencional, obtendo-se um valor médio de resistência à compressão. A partir da resistência do prisma, o valor de resistência da parede foi estimado por meio de correlações presentes na ABNT NBR 15961:1-11 (Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto – Projeto), onde a resistência da parede é admitida igual a 70% da resistência do prisma, além da consideração de redução de 20% no seu valor por haver argamassa de assentamento apenas nas paredes longitudinais dos blocos, ou seja, sem aplicação de argamassa nas suas nervuras transversais. Assim, a resistência da parede foi estimada com base na tensão de ruptura do prisma, prestando-se ainda

à estimativa do seu módulo de elasticidade (igual a 800 vezes a resistência da parede).

Após as paredes serem testadas com o teste de macacos, uma região delas foi retirada para ser ensaiada em prensa hidráulica convencional. Desse modo, a representatividade da amostra é grande, já que fazia parte da mesma estrutura testada com a técnica. Por meio desse teste, tanto o módulo de elasticidade quanto a resistência à compressão foram obtidos diretamente, permitindo comparação com os resultados obtidos com o equipamento desenvolvido. A Figura 4 ilustra o teste dos prismas na prensa convencional e a amostra de parede retirada da estrutura testada com os macacos planos.

4. TESTE DE ALVENARIA COM OS NOVOS MACACOS PLANOS

Duas paredes de blocos vazados de concreto foram construídas para serem testadas com os macacos planos desenvolvidos. Para verificar a aplicabilidade da técnica, o teste de deformabilidade foi realizado, buscando-se obter o módulo de elasticidade da parede e, a partir dele, estimar-se a resistência à compressão. As



► **Figura 4**
Teste em prensa nos prismas e em amostras retiradas das paredes



► **Figura 5**
Paredes 1 e 2

recomendações prescritas na ASTM C 1197-09 foram seguidas, sendo necessárias algumas alterações por se tratar de blocos vazados.

As paredes possuíam as dimensões de 1,60 x 1,80 m para largura e altura, respectivamente, sendo construídas com blocos de concreto de 39 x 19 x 04 cm para comprimento, altura e espessura. As paredes estavam confinadas verticalmente em uma estrutura de pórtico metálico, servindo de reação para as aplicações de pressão por parte dos macacos. Após 16 dias da construção das paredes, os testes foram iniciados. A Figura 5 apresenta as paredes 1 e 2 testadas com macacos planos confinadas em estrutura metálica.

O teste se inicia com atividades de preparação. Essas atividades envolvem a marcação da região a ser testada pelos macacos, que foi a região central da parede, escolhida por estar mais distante dos cantos, possibilitando boa distribuição de tensões. Como o teste é feito com dois macacos, duas juntas horizontais precisam ser

removidas. Nessa etapa de preparação, essas juntas foram devidamente marcadas. A distância vertical entre as juntas foi de 3 fiadas de blocos, equivalente a 59 cm.

Após marcadas, a argamassa das juntas foi removida por meio de furadeira, realizando-se furos consecutivos. A limpeza final dos rasgos foi realizada com serra de fita manual, removendo-se completamente a argamassa. Tradicionalmente, apenas as duas juntas horizontais são limpas. Nesse caso, devido à maior distância vertical entre os macacos, haveria o risco de ocorrer influência na restrição horizontal do restante da parede. Para limitar o bulbo de tensões apenas à região interna aos macacos, a argamassa de juntas verticais também foi retirada.

Pontos de leitura de deformação foram fixados na região do teste, sendo as leituras realizadas com três relógios comparadores. Por recomendação de Suprenant e Schuller (1994), três pontos de leitura foram fixados próximos à região central do corpo de prova, de modo que a deformação considerada foi a média das leituras. A Figura 6 indica as juntas de argamassa removidas, a posição dos macacos superior e inferior e os três pontos de leitura de deformação na região central da amostra.

Os macacos desenvolvidos foram inseridos nas juntas horizontais limpas. Uma bomba hidráulica externa foi conectada ao macaco inferior, o qual foi conectado ao macaco superior, que, por sua vez, tinha umas das pontas fechadas. Desse modo, todo o sistema foi conectado, sendo as conexões realizadas por mangueiras hidráulicas de alta pressão.

Os quatro macacos, com largura de 3,3 cm, foram aplicados nas paredes longitudinais dos blocos, tendo sido uni-

dos em um circuito formado por mangueiras hidráulicas externas à parede.

Com a realização das conexões, as atividades de preparação foram finalizadas e pôde-se iniciar o teste. No teste, os macacos superiores e inferiores são pressurizados de maneira simultânea, aplicando pressão na região da alvenaria confinada entre eles. Ao mesmo tempo, as leituras de deformação são feitas para essa região, permitindo desenvolver a curva de tensão por deformação.

A Figura 7 apresenta esquema do teste desenvolvido para alvenaria de blocos vazados, sendo possível notar a presença dos macacos superior e inferior encunhados na junta, a bomba externa, as conexões por mangueiras e o sistema de medição de deformações.

A tensão transmitida pelos macacos à alvenaria foi obtida através da pressão aplicada pela bomba (lida no manômetro) com o produto de dois coeficientes minoradores, conforme indicado na ASTM C 1197-09. Um coeficiente é devido à rigidez interna do macaco, sendo uma constante para o equipamento, enquanto que o outro é a relação entre as áreas do rasgo e do macaco.



► **Figura 6**
Indicação da posição dos macacos e dos pontos de leitura de deformação



► **Figura 7**
Esquema do teste de macacos planos aplicado nas amostras de alvenaria

As deformações foram obtidas pela variação da distância vertical de dois pontos posicionados na amostra, de modo que as leituras foram realizadas por relógio comparador. Esses coeficientes foram previamente calibrados, através

do ensaio dos próprios macacos na prensa hidráulica.

Foram realizados dois testes, um em cada parede diferente. Nos testes, uma pressão de 2,0 MPa foi aplicada para que o macaco se expandisse e se

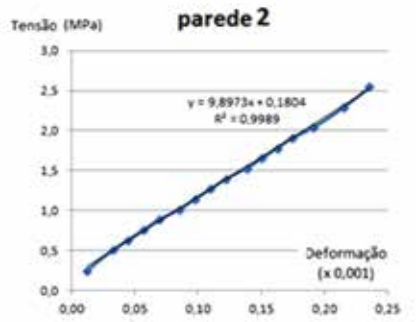
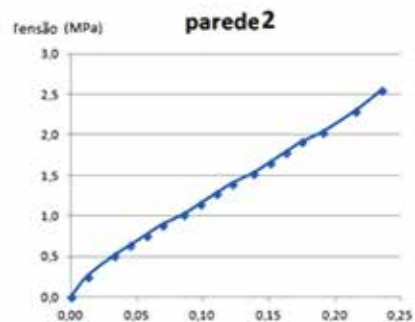
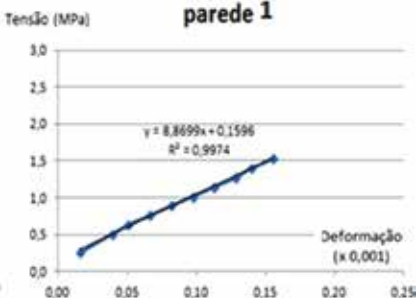
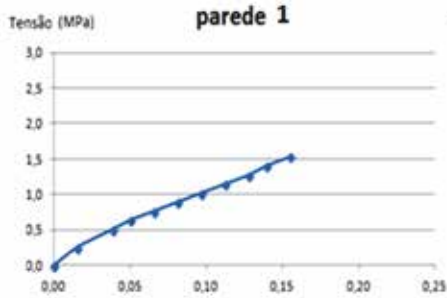
acomodasse dentro dos rasgos. Após isso, a pressão era zerada. Depois, incrementos de 0,5 MPa foram aplicados até a interrupção do teste. Em cada incremento, a pressão era mantida constante para a leitura das deformações. O teste na parede 1 foi interrompido com 6,0 MPa, enquanto que na parede 2, com 10,0 MPa.

Os dados obtidos nos testes foram tabelados para a construção da curva de tensão versus deformação. Analisando as curvas, observa-se um comportamento linear a partir do segundo ponto de leitura, indicando uma acomodação do macaco até o primeiro ponto. Desse modo, foram considerados os dados a partir do segundo ponto de leitura, interpolando-se uma reta a partir da qual determina-se o módulo de elasticidade tangente da parede.

A Figura 8 apresenta as curvas de tensão versus deformação obtidas para as paredes 1 e 2 por meio dos testes com macacos planos. Indica-se a reta interpolada, assim como a sua equação.

A partir do módulo de elasticidade obtido nos testes, a resistência à compressão foi estimada segundo a relação: módulo igual a 800 vezes a resistência. Os dois valores foram analisados para se verificar a eficiência da técnica.

Primeiramente, os resultados da parede 1 foram comparados com os da parede 2. As duas paredes foram executadas no mesmo dia, possuindo propriedades muito semelhantes. Portanto, diferenças nos resultados seriam admitidas como oriundas da variabilidade da técnica e da própria execução dos corpos de prova. Depois, os valores foram comparados com os valores de referência (obtidos por meio dos prismas e das amostras de paredes).



► **Figura 8**
Curva de tensão por deformação obtidas para as paredes 1 e 2

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos para as paredes 1 e 2 por meio dos testes com macacos, para os prismas e amostras de parede por prensa hidráulica são apresentados na Tabela 1.

Comparando os valores obtidos nos ensaios das duas paredes, a diferença observada de 11,6% pode ser considerada como admissível, uma vez que, segundo a ASTM C1197-09, a variabilidade da técnica tradicional é de cerca de 20%.

Quando se compara a parede 1 com os valores de referência, nota-se que a maior diferença encontrada foi de 7,2% para o módulo de elasticidade, e de 8,2% para a resistência à compressão. Quando a mesma comparação é feita para a parede 2, as máximas diferenças foram de 5,5% tanto para o módulo de elasticidade, quanto para a resistência.

As paredes 1 e 2 eram do mesmo lote e foram testadas no mesmo dia; assim, é razoável considerar a média dos valores entre elas. Considerando a média dos valores, a maior diferença encontrada foi de 4,7% para o módulo e para a resistência. Assim, quando se considera a média de resultados, aumenta a confiabilidade nos resultados

► Tabela 1 – Resumo dos resultados experimentais

	Módulo de elasticidade (MPa)	Resistência estimada da parede (MPa)
Parede 1	8867	7,76
Parede 2	9897	8,66
Média paredes 1 e 2	9382	8,21
Correlação por prisma	8960	7,84
Amostras de paredes	9558	8,45

obtidos com os testes realizados com o equipamento desenvolvido.

6. CONCLUSÕES

Novos equipamentos de macacos planos foram projetados e produzidos com sucesso, solucionando as duas limitações principais da técnica de avaliação não destrutiva para blocos vazados. Isso porque possuíam dimensões adequadas (possibilidade de aplicação apenas nas paredes laterais do bloco) e capacidade de aplicação de pressão suficiente para testar alvenarias de altas resistências (aplicação de até 32 MPa).


Alvenarias de blocos vazados de concreto foram testadas com a técnica de macacos planos desenvolvida, obtendo valores coerentes entre as amostras e próximos aos valores de referência. A comparação da média entre as amostras levou a resultados ainda mais precisos.

Os testes realizados validam a

aplicação dos novos macacos e da técnica para alvenarias de blocos vazados de concreto.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Fundo de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pelo apoio nos projetos 2013/23744-5 e 2014/20467-3.

Também agradecem ao apoio da Escola Senai Antônio Adolpho Lobbe na execução das soldas nos protótipos dos equipamentos; à empresa Glasser Soluções em Alvenaria e Pavimentação, pela doação dos blocos para a construção das paredes testadas, à empresa Fameth Sistemas Metálicos e Plásticos para Concreto, pela parceria na fabricação dos macacos planos, e à empresa Atkinson-Noland & Associates, pelo compartilhamento de informações técnicas sobre a execução dos testes com macacos planos. 

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] Miranda, L.F.B. Ensaios acústicos e de macacos planos em alvenarias resistentes. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Faculdade do Porto. 259 p. 2011.
- [02] Noland, J.L.; Atkinson, R.J.; Kingsley, G.R.; Schuller, M.P. Nondestructive evaluation of masonry structures. 180 p. 1990.
- [03] Rossi, P.P. Analysis of Mechanical Characteristics of Brick Masonry Tested by means of nondestructive in situ tests. in 6th International Brick Masonry Conference. 1982
- [04] Rossi, P.P. Flat jack test for the analysis of mechanical behavior of brick masonry structures. 1985. in Miranda 2011.
- [05] Rossi, P.P. Non destructive evaluation of the mechanical characteristics of masonry structures. in Conference Non destructive evaluation of civil structures and materials, United States of America. 26 p. 1990.
- [06] Schuller, M.P. Flat-jack methods for diagnosis of modern masonry. RILEM TC 177-MDT International Workshop On-site control and nondestructive evaluation of masonry structures, Italia. P. 167-178. 2001.
- [07] Suprenant, B.C.; Schuller, M.P. Nondestructive evaluation & testing of masonry structures. 194 p. 1994.

Norma brasileira de projeto de estruturas de concreto é padrão internacional

SUELY BACHERETTI BUENO – ENGENHEIRA

DIRETORA DO JULIO KASSOY E MARIO FRANCO E DE NORMALIZAÇÃO TÉCNICA DA ABECE

SOFIA MARIA CARRATO DINIZ – PROFESSORA DOUTORA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS – UFMG

INÊS LARANJEIRA DA SILVA BATTAGIN – ENGENHEIRA

SUPERINTENDENTE DO ABNT/CB-18 E DIRETORA TÉCNICA DO IBRACON

I. INTRODUÇÃO

○ Comitê Internacional de Concreto, Concreto Armado e Concreto Protendido, (ISO/TC71-*Concrete, reinforced concrete and pre-stressed concrete*) confirmou o registro da ABNT NBR 6118:2014 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento como documento de validade internacional, por cumprir com os requisitos da norma ISO 19338 *Performance and assessment requirements for design standards on structural concrete*.

O registro definitivo foi concedido no início do mês de maio deste ano, sendo publicado no anexo da ISO 19338, onde a Norma Brasileira aparece juntamente com a norte-americana ACI 318-14 (*Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*) e a sul-coreana KCI 2012 (*Korean Concrete Institute- Design of Concrete Structures*), que também obtiveram êxito neste novo processo de avaliação internacional.

Este artigo informa sobre a participação brasileira, através da ABNT, nos trabalhos de normalização internacional de concreto no âmbito do ISO/TC71, trata do processo desenvolvido junto a esse



► **Figura 1**

Membros da delegação brasileira, Profª Sofia Diniz (à esquerda) e Engª Suely Bueno (à direita), ao lado de membros da delegação sul-coreana durante a 21st Plenary Meeting ISO/TC71, Seul, outubro de 2015

comitê para o registro da ABNT NBR 6118:2014 como norma de padrão internacional e esclarece sobre a importância dessa iniciativa.

2. A INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION

A ISO – International Organization

for Standardization é uma entidade independente e não governamental, sediada em Genebra, na Suíça, que tem como membros os Organismos Nacionais de Normalização Técnica de 161 países. Especialistas desses países compartilham seu conhecimento e desenvolvem, de forma voluntária, as bases do consenso técnico das Normas

Internacionais, que apoiam inovações e promovem soluções para os desafios globais (<http://www.iso.org/iso/home/about.htm>, 14.05.2016). Atualmente a ISO conta com 240 Comitês Técnicos que atuam nas mais variadas áreas, notadamente setores industriais.

As Normas Internacionais ISO fornecem especificações de classe mundial para produtos, serviços e sistemas, de forma a garantir a qualidade, segurança e eficiência, sendo fundamentais para facilitar o comércio internacional. Tais normas caracterizam-se pela abrangência e clareza de diretrizes, de forma a possibilitar que diferentes países possam adotá-las ou tê-las como base para o desenvolvimento de suas respectivas Normas Nacionais.

3. O COMITÊ ISO/TC71

O ISO TC/71 – *Concrete, reinforced concrete and pre-stressed concrete* tem por objetivo o desenvolvimento de normas técnicas para o material concreto e suas aplicações, incluindo o projeto e a execução de estruturas de concreto simples, armado e protendido, de forma a assegurar seu contínuo desenvolvimento, com qualidade e baixo custo. O Comitê estabelece também a terminologia internacional e atua no desenvolvimento de métodos de ensaios que facilitem o comércio e os trabalhos de pesquisa.

Com o propósito de disseminar o uso correto do concreto, o ISO/TC71 leva em conta normas nacionais e regionais de países com expressivo desenvolvimento na área, contando atualmente com 96 países membros: 39 países “Participantes”, 56 países “Observadores” e “Secretariado” (este último exercido pelos Estados Unidos, através do *American National Standards Institute*, ANSI).

Brasil, ao lado de Estados Unidos, China, Noruega, Japão, Canadá e Coréia do Sul, participam ativamente do TC/71

e constituem a maior parte do mercado mundial de concreto, aplicado em obras civis de infraestrutura. Os mais importantes grupos representados no ISO TC/71 são cientistas de materiais, com ênfase na ciência do concreto, especialistas na produção e manuseio do concreto, projetistas, contratantes, órgãos reguladores, acadêmicos e representantes de diversos órgãos de normalização técnica.

O ISO/TC 71 conta com sete Subcomitês ativos, como a seguir se relaciona:

- ▶ SC 1 – *Test methods for concrete* (Métodos de ensaio para concreto);
- ▶ SC 3 – *Concrete production and execution of concrete structures* (Produção de concreto e execução de estruturas de concreto);
- ▶ SC 4 – *Performance requirements for structural concrete* (Requisitos de desempenho para concreto estrutural);
- ▶ SC 5 – *Simplified design standard for concrete structures* (Normas simplificadas para estruturas de concreto);
- ▶ SC 6 – *Non-traditional reinforcing materials for concrete structures* (Materiais não tradicionais para reforço de estruturas de concreto);
- ▶ SC 7 – *Maintenance and repair of concrete structures* (Manutenção e reparo de estruturas de concreto); e
- ▶ SC 8 – *Environmental management for concrete and concrete structures* (Gestão ambiental do concreto e estruturas de concreto).

Uma das atribuições do SC 4 é a manutenção da Norma ISO 19338 – “Requisitos de desempenho e de avaliação de normas de projeto de concreto estrutural”, através de revisões periódicas desse documento e a aplicação de tais requisitos na certificação de documentos nacionais e/ou regionais como de padrão internacional. Na ISO 19338 estão definidos os requisitos que devem constar das normas nacionais de projeto estrutu-

ral, tais como: materiais e seus impactos ambientais, construtibilidade, custos, aspectos estéticos, integridade estrutural, estados limites de segurança, utilização e durabilidade, restaurabilidade, robustez, integração ao meio ambiente e sustentabilidade. São tratados também os aspectos de resistência aos carregamentos atuantes para cada tipo de uso, ao fogo, fadiga, explosões, impacto, vento, sismo. Destacam-se ainda os requisitos para estados limites de serviço, que devem ser atendidos durante toda a vida útil da estrutura, como deformações, vibrações, fissuração, bem como considerações sobre a manutenção.

O SC 4 promove a avaliação dos documentos dos países membros que submetem suas normas nacionais pertinentes ao escopo do ISO TC 71, de forma a verificar se tais documentos atendem aos requisitos mencionados acima. Nesse processo, são escolhidos três países membros “Participantes”, que serão responsáveis pela avaliação inicial do documento em questão através da emissão de relatório. A indicação dos países membros desse painel de revisores é feita em comum acordo com o país que submete o documento para apreciação. Os relatórios do painel de revisores são apresentados em reunião presencial dos membros do SC4, que indicarão se o documento em análise deverá seguir para consulta a todos os membros do ISO/TC71 com direito a voto (membros “Participantes”, como é o caso do Brasil). São necessários ao menos 75% dos votos favoráveis desses países para que a Norma seja reconhecida como documento de validade internacional e registrada no Anexo da ISO 19338.

4. A CERTIFICAÇÃO DA ABNT NBR 6118:2014

Em 2007 a reunião plenária do ISO/TC71 (e de seus subcomitês) foi realiza-

da em Salvador, a partir de grande empenho do IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto. A delegação brasileira na reunião foi composta por 14 profissionais, entre os quais a Eng^a Inês Battagin, que, tendo assumido a Superintendência do ABNT/CB-18 Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados da ABNT, solicitou a alteração do status do Brasil de membro “O” para membro “P” no ISO/TC71 e todos os seus subcomitês, como resultado do grande interesse despertado para a atividade de normalização internacional.

Em 2008, a ABNT NBR 6118:2006 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, foi submetida aos critérios do ISO/TC71/SC4, após ter passado por um extenso processo de revisão antes de sua publicação como Norma Brasileira, processo coordenado na época pelo Engo. Fernando Stucchi, com o empenho de diversos especialistas e entidades, entre elas a ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland.

Nesse mesmo ano a ABNT NBR 6118 conquistou pela primeira vez o status de norma internacional, ou seja, uma norma que atende aos requisitos da ISO 19338 e é considerada de padrão internacional, podendo ser adotada por qualquer país. A aprovação da ABNT NBR 6118:2006 ocorreu na reunião plenária do ISO/TC71, ocorrida em Los Angeles. Naquela reunião a ABNT foi representada por Selmo Chapira Kuperman, Paulo Helene, Julio Timerman e Sofia Diniz.


Outro ponto de destaque no processo de avaliação internacional de um documento nacional é a possibilidade de interação com renomados profissionais da área para a discussão sobre pontos que possam ser melhorados e que venham a ser incluídos em futuras versões do documento em análise. Este foi o caso, por exemplo, da am-

pliação do escopo da ABNT NBR 6118 para que pudesse vir a incorporar recomendações pertinentes ao concreto de alta resistência/ alto desempenho.

A revisão da ISO 19338 com a incorporação de novos requisitos e, em particular, a demanda por revisões frequentes das normas de padrão internacional, resultou na necessidade de revisão da ABNT NBR 6118:2006. Este trabalho de revisão contou com o apoio da ABECE – Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, em esforço capitaneado pela Eng^a Suely Bueno, resultando na publicação de sua nova versão em 2014. A submissão da ABNT NBR 6118:2014 para apreciação pelo SC 4 também demandou a tradução do português para o inglês de sua nova versão e a preparação de um check-list, apontando como a Norma Brasileira atende aos requisitos da ISO 19338.

Participaram do painel de revisores desse segundo processo de avaliação da Norma Brasileira os Estados Unidos, a Coréia do Sul e a Austrália. A ABNT NBR 6118:2014 foi discutida e aprovada na reunião do SC 4 e também na 21^a reunião plenária do ISO/TC71, ambas realizadas em Seul, sendo recomendada para análise, em votação, por todos os países membros desse Comitê Internacional. A delegação brasileira que participou da 21^a reunião plenária do ISO/TC71 foi constituída pela Prof^a Sofia Diniz (UFMG) e pela Eng^a Suely Bueno (Figura 1). O registro definitivo da ABNT NBR 6118:2014 foi concedido pela ISO no início do mês de maio de 2016, sendo publicado no anexo da ISO 19338, (que pode ser obtido diretamente no site da ISO no endereço http://isotc.iso.org/livelink/livelink/fech/-8808159/8808183/8808194/16457474/160330_ISO_19338_Rules_and_Codes_List.).

Desde a alteração do status brasileiro de membro “Observador” para “Participante”, o Brasil passou a ter papel de destaque no ISO TC 71 e em todos os seus subcomitês, com a participação de experts em todas as reuniões plenárias daquele comitê, formulação de voto e participação em grupos de trabalho para o desenvolvimento de normas internacionais. Esse trabalho tem sido realizado por especialistas e Comissões de Estudo dos Comitês Brasileiros da ABNT que atuam nas respectivas áreas (ABNT/CB-02 – Construção Civil e ABNT/CB-18 Cimento, Concreto e Agregados). O destaque do Brasil nas atividades do ISO/TC71 é confirmado pela indicação do país para compor o painel de avaliadores da norma norte-americana ACI 318-14 (painel formado por Austrália, Coréia do Sul e Brasil) e da norma coreana KCI 2012 (painel formado por Austrália, Brasil e Japão), que também foram discutidas e aprovadas na reunião de Seul.

A iniciativa de registro da ABNT NBR 6118 na ISO possibilita aos países de língua portuguesa a adoção da Norma Brasileira como documento de validade nacional ou seu uso para o desenvolvimento de projetos. Da mesma forma, empresas brasileiras que atuam fora do Brasil podem estabelecer, nos contratos com empresas de outros países, o uso da Norma Brasileira como base para o desenvolvimento de projetos de estruturas de concreto. O registro da Norma Brasileira como documento reconhecido internacionalmente no âmbito da ISO confirma a posição do Brasil entre os países mais avançados do mundo nesse âmbito de atuação, estabelecendo a presença consistente, técnica e consistente do país no cenário internacional. 

Regional do Rio de Janeiro

Fruto da parceria entre a Regional IBRACON, a Regional ABECE e o Clube de Engenharia do Rio de Janeiro, a palestra “Casos específicos de falhas construtivas em lajes de subpressão”, ministrada por Luiz Eduardo Barata Cardoso, professor do Departamento de Estruturas e Fundações da Universidade Estadual do Rio de Janeiro e diretor técnico da José Luiz Cardoso Engenharia de Projetos e Consultoria, aconteceu no dia 27 de abril, na sede da Regional da ABECE no Rio de Janeiro.

A palestra abordou o diagnóstico e identificação de causas patológicas e as principais falhas construtivas, apresentando casos de recuperação estrutural, recomendações técnicas e ações preventivas. Com 53 participantes, entre os quais o presidente do IBRACON, Eng. Julio Timerman, e seu diretor de relações institucionais, Prof. Paulo Helene.

Outra palestra decorrente da parceria foi a ministrada pelo engenheiro Francisco Gladston Holanda, diretor da Ho-

landa Engenharia e Consultoria, sobre durabilidade e patologia de obras de concreto junto ao mar. Com participação de cerca de 100 profissionais, a palestra ocorreu em 1º de junho, no Clube de Engenharia.

A parceria entre as entidades vai promover ao longo do ano uma série de palestras e workshops, com a finalidade de oferecer aos engenheiros do Rio de Janeiro informações técnicas de qualidade na área da tecnologia do concreto.

Regional da Bahia

A Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia realizou de 16 a 20 de maio, no seu Campus Pituvaçu, a IV Semana “Pensando em Concreto”, que contou com o apoio do IBRACON. Organizada pelo Centro Tecnológico da Argamassa (Ceta), a Semana se propôs a discutir a tecnologia do concreto, especialmente as questões relativas à sua especificação e controle tecnológico.

Além das palestras técnicas, foram realizados cursos, uma visita técnica a uma in-

dústria de pré-fabricados e dois concursos: “A Ponte”, concurso que desafia os estudantes a construir protótipos de pontes de palitos de picolé, e “Cocar”, versão regional do concurso técnico nacional promovido pelo IBRACON, cujo objetivo é testar a habilidade dos competidores na preparação de concretos resistentes, duráveis e coloridos, usados na confecção de corpos de prova cúbicos com 10 cm de aresta.

Já, nos dias 6 a 9 de julho foi realizado na UFBA, com apoio do IBRACON, o 1º

Workshop Baiano de Durabilidade das Construções, promovido pelo Laboratório de Ensaios em Durabilidade dos Materiais (Ledma) e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

O workshop teve o objetivo de discutir as causas e efeitos dos processos de degradação nas construções, os parâmetros de durabilidade das construções baseados no desempenho, e apresentação casos de recuperação estrutural e reabilitação de construções.

Regional Alagoas

A Regional IBRACON apoiou dois eventos técnicos: a palestra “Controle de qualidade do concreto: o que muda com a revisão da

NBR12655?”, promovida pela Faculdade de Tecnologia da Alagoas, no dia 7 de maio, e o curso de alvenaria estrutural, realizado nos dias 7, 8 e 9

de junho, no auditório do Conselho Regional de Engenharia de Alagoas, com promoção do Clube de Engenharia do estado.

Regional Santa Catarina

Os diretores das Regionais do Paraná e Santa Catarina marcaram presença na I Semana Acadêmica de Engenharia Civil da Católica de Santa Catarina, que ocorreu em Joinville, nos dias 16, 17 e 18 de maio de 2016.

O diretor de Santa Catarina, Eng. Joelcio Luiz Stocco, apresentou a palestra “O perfil profissional do engenheiro civil frente às atuais exigências de desempenho e durabilidade das construções”. O diretor técnico, Eng. Denis Fernan-

des Weidmann, tratou dos avanços tecnológicos do concreto. Já, o diretor técnico do Paraná, Eng. Maurício Bianchini, abordou o diagnóstico e monitoramento de manifestações patológicas em estruturas e edificações.

Regional Tocantins

A Regional apoiou a realização dos concursos estudantis no Centro Universitário Luterano de Palmas - Pontes de Macarrão, Concrebol e Concreto de Alta Resistência (Cocar) – de 16 a 19 de maio, durante a VI Jornada de Engenharia Civil. Os concursos foram organizados pela coordenação do curso de Engenharia Civil. O Concrebol e o Cocar são concursos técnicos promovidos nacionalmente pelo IBRACON. O Concrebol requer que os es-

tudantes construam uma esfera de concreto leve, com dimensões pré-estabelecidas, resistente, homogênea e que role em trajetória retilínea. Já, o Cocar testa a habilidade dos competidores na preparação de concretos resistentes, duráveis e coloridos, usados na confecção de corpos de prova cúbicos com 10 cm de aresta. Segundo os organizadores das versões regionais do Concrebol e do Cocar, o objetivo é preparar os alunos da institui-

ção no primeiro semestre para participarem das competições do IBRACON, durante as edições do Congresso Brasileiro do Concreto, no segundo semestre. Neste ano, o 58º Congresso Brasileiro do Concreto acontece de 11 a 14 de outubro, em Belo Horizonte, Minas Gerais. As inscrições para os concursos técnicos do IBRACON está abertas e os regulamentos podem ser consultados no site www.ibracon.org.br.

Regional do Maranhão

No último dia 25 de maio, os alunos da disciplina “Materiais de Construção”, do quinto período do curso de engenharia civil da Universidade Católica do Tocantins (UBEC), participaram da competição “A resistência à compressão do concreto”. Organizado pelo professor Fernando Fer-

nandes, pela aluna Christina Viana Martins, ambos da UBEC, e pelo gerente da Supermix, Eng. Ricardo de Oliveira Bastos. O concurso desafiou os estudantes a moldar um corpo de prova cilíndrico de concreto para ser testado em ensaio de compressão. Ganhou a equipe cujo

corpo de prova obteve a maior resistência à compressão. “O concurso estimulou os alunos a aplicarem os conhecimentos teóricos aprendidos na disciplina para a confecção de concretos resistentes e duráveis”, avaliou o Prof. Fernandes.

Regional do Rio Grande do Sul

Será realizada a I Competição de Pontes de Palitos de Bambu pela coordenação do curso de Engenharia Civil da Universidade do Vale do Rio dos Sinos (Unisinos) no dia 01 de julho, concurso técnico apoiado pela Regio-

nal do IBRACON no Rio Grande do Sul. A competição desafia os estudantes a projetar e construir um modelo em escala reduzida de uma ponte, a partir da união estratégica de palitos de bambu. As inscrições vão até 24 de junho.

Os organizadores da competição, professores Uziel Quinino e Roberto Christ, diretores regionais do IBRACON, pretendem expandir o concurso para outras instituições da região em suas edições futuras.

Regional em Goiás

Em Goiânia, aconteceu a I Jornada de Engenharia Civil da Faculdade Alfa, nos dias 17 e 18 de maio. Com o tema “Patologias na Enge-


nharia Civil”, a Jornada discutiu a patologia na construção civil, nas estruturas e nas fundações, além

de lajes de subpressão. O diretor de relações institucionais do IBRACON, Prof. Paulo Helene, foi um dos palestrantes no evento.

Regional Mato Grosso do Sul

A Regional apoia a sexta edição do Encontro sobre Tecnologia do Concreto (ETEC 2016), a ser re-

alizado em 17 de junho, na Universidade Federal de Mato Grosso. O evento vai debater o concreto com

fibras, com palestra do secretário do IBRACON, Prof. Antonio de Figueiredo. 

58 CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO

BELO HORIZONTE . MG . 11/10 a 14/10 . 2016

INSCRIÇÕES
ABERTAS!

Ponto de encontro dos profissionais e das
EMPRESAS BRASILEIRAS DA CADEIA PRODUTIVA DO CONCRETO

Apresentação de trabalhos técnico-científicos

TEMAS

- ▶ Gestão e Normalização
- ▶ Materiais e Propriedades
- ▶ Projeto de Estruturas
- ▶ Métodos Construtivos
- ▶ Análise Estrutural
- ▶ Materiais e Produtos Específicos
- ▶ Sistemas Construtivos Específicos
- ▶ Sustentabilidade

Informações e prazos para submissão
www.ibracon.org.br

COTAS DE PATROCÍNIO E EXPOSIÇÃO

- ▶ Excelentes oportunidades para divulgação, promoção e relacionamento
- ▶ Espaços comerciais na XII Feira Brasileira das Construções em Concreto (Feibracon)
- ▶ Palestras técnico-comerciais no Seminário de Novas Tecnologias
- ▶ Inscrições gratuitas no evento

Sobre os Planos de Investimento, informe-se: Tel. (11) 3735-0202 ou e-mail:
arlene@ibracon.org.br

REALIZAÇÃO



Rua Julieta do Espírito Santo Pinheiro, nº 68 – Jardim Olimpia
CEP 05542-120 – São Paulo – SP – Brasil
Telefone (11) 3735-0202 | Fax (11) 3733-2190

www.ibracon.org.br

facebook.com/ibraconOffice

twitter.com/ibraconOffice

Quando há vidas envolvidas, nosso maior cuidado é construir **tranquilidade**.

Maracanã

Desde sua reinauguração, o estádio já recebeu mais de três milhões de pessoas. A MC esteve presente em todas as etapas do projeto, oferecendo diversas soluções e garantindo tranquilidade a todos os envolvidos. **MC. Construir é cuidar.**

MC para: Indústria do Concreto | Infraestrutura & Indústria | Edificações | Consumidor

Nosso novo propósito "**Construir é cuidar**" reflete o impacto da construção nas vidas e reputações das pessoas. É por isso que trabalhamos todos os dias, cuidando de cada produto, cada detalhe, para que no final você fique tranquilo e tenha certeza que fez a escolha certa.

Atuando há mais de 50 anos em cerca de 40 países, a MC-Bauchemie está presente nas maiores obras de infraestrutura do mundo. Conta com uma extensa linha de produtos e soluções com a mais alta tecnologia alemã, direcionados ao aperfeiçoamento do concreto, proteção, impermeabilização e recuperação das estruturas.



Veja de perto o conceito "**Construir é cuidar**".
Acesse o QR-Code ao lado ou visite nosso site:
www.mc-bauchemie.com.br/construir-e-cuidar

