

OBRAS DE ARTE

MODELOS DE DIMENSIONAMENTO, NORMALIZAÇÃO E MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DE PONTES E VIADUTOS



IBRACON
Instituto Brasileiro do Concreto

Ano XLIII

80

OUT-DEZ
2015

ISSN 1809-7197
www.ibracon.org.br



57º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO

DEBATES EM TORNO
DA SUSTENTABILIDADE
DO CONCRETO

MERCADO NACIONAL

DESEMPENHO E
EXPECTATIVAS DA INDÚSTRIA
DE PRÉ-FABRICADOS

ENTIDADES DA CADEIA

75 anos da ABNT

Esta edição é um oferecimento das seguintes Entidades e Empresas

 **Abcic**
Associação Brasileira da Construção
Industrializada de Concreto

 **Brasil
Fôrmas**

 **CIMENTO
NACIONAL**

 **ENGEMIX**
 **Votorantim
Cimentos**

 **ENGETI**

 **GERDAU**

 **GRACE
RheoSet**

 **MEGAconcreto**

 **PENETRON**
TOTAL CONCRETE PROTECTION

 **SCHWING
Stetter**

 **Sika**

 **SNIC**
SINDICATO NACIONAL DA
INDÚSTRIA DO CIMENTO

 **weber**
SAINT-GOBAIN
produtos
quartzolit

Adote concretamente

a revista **CONCRETO & Construções**



58 CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO

BELO HORIZONTE . MG . 11/10 a 14/10 . 2016

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

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

ADITIVOS



ADIÇÕES



JUNTAS

JEUNE

EQUIPAMENTOS



ARMADURA



RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL



ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO



ESCRITÓRIOS DE PROJETOS



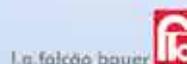
JUNTE-SE A ELAS

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

PRÉ-FABRICADOS



CONTROLE TECNOLÓGICO



CONSTRUTORAS



FÓRMAS



CIMENTO



GOVERNO



PETROBRAS



AGREGADOS



CONCRETO



SEÇÕES

7	Editorial	12	Encontros e Notícias	102	Mercado Nacional
9	Coluna Institucional	17	Personalidade Entrevistada: Luciano Afonso Borges	117	Entidades da Cadeia
11	Converse com IBRACON			133	Mantenedor

57º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO

28	O futuro do concreto para a sustentabilidade
40	Premiados pelo IBRACON em 2015
44	Arena do Concreto: palco das competições estudantis
55	Projeto vencedor do Concurso Ousadia 2015
64	II Simpósio de Durabilidade das Estruturas de Concreto
68	Comitês Técnicos lançam Práticas Recomendadas
72	Simpósio de Modelagem Computacional do Concreto
74	Eleição do Conselho Diretor do IBRACON



ESTRUTURAS EM DETALHES

75	Modelo de dimensionamento à flexão segundo ABNT NBR 6118:2014
84	Modelagem de obra de arte com assimetria
92	Dimensionamento de armaduras longitudinais sujeitas à fadiga



INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

105	Índices de avaliação da degradação de obras de arte
111	Método probabilístico para avaliação da segurança de pontes

NORMALIZAÇÃO TÉCNICA

123	Histórico das normas brasileiras para cargas móveis em pontes e viadutos
129	A qualificação profissional na ABNT NBR 15146-3



INDUSTRIALIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO

135	New opportunities with post-tensioned masonry
-----	---

ENTENDENDO O CONCRETO

143	Projeto e cálculo de viga isostática de concreto protendido – Parte II
-----	--



CRÉDITOS CAPA

PONTE ITAPALINA SOBRE O RIO PINHEIROS.
CONSTRUTORA NORBERTO ODEBRECHT.
FOTÓGRAFO: CARLOS GELLER



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: 5.500 exemplares
Publicação trimestral distribuída gratuitamente aos associados

JORNALISTA RESPONSÁVEL

→ Fabio Luis Pedroso - MTB 41.728
fabio@ibracon.org.br

PUBLICIDADE E PROMOÇÃO

→ Arlene Regnier de Lima Ferreira
arlene@ibracon.org.br
→ Hugo Rodrigues
hugo.rodrigues@abcp.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 2015 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

→ Eduardo Barros Millen (estruturas)

COMITÊ EDITORIAL – MEMBROS

- Arnaldo Forti Battagin (cimento e sustentabilidade)
- Elton Bauer (argamassas)
- Enio Pazini de Figueiredo (durabilidade)
- 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)
- Iria Licia Oliva Doniak (pré-fabricados)
- 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

Túlio Nogueira Bittencourt

DIRETOR 1º VICE-PRESIDENTE

Julio Timmerman

DIRETOR 2º VICE-PRESIDENTE

Nelson Covas

DIRETOR 1º SECRETÁRIO

Antonio D. de Figueiredo

DIRETOR 2º SECRETÁRIO

Arcindo Vaquero Y Mayor

DIRETOR 1º TESOUREIRO

Claudio Sbrighi Neto

DIRETOR 2º TESOUREIRO

Carlos José Massucato

DIRETOR DE MARKETING

Hugo da Costa Rodrigues Filho

DIRETOR DE EVENTOS

Luiz Prado Vieira Júnior

DIRETORA TÉCNICA

Inês Laranjeira da Silva Battagin

DIRETOR DE RELAÇÕES INSTITUCIONAIS

Ricardo Lessa

DIRETOR DE PUBLICAÇÕES E DIVULGAÇÃO TÉCNICA

Paulo Helene

DIRETORA DE PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

Ana Elisabete Paganelli Guimarães A. Jacinelli

DIRETORA DE CURSOS

Iria Licia Oliva Doniak

DIRETORA DE CERTIFICAÇÃO DE MÃO DE OBRA

Roseni Cezimbra



IBRACON: sentimento de dever cumprido e saudades



Caro leitor,

Estamos lhe enviando a 80ª edição da nossa Revista CONCRETO & Construções. Nessa edição, estamos enfocando o tema “Obras de Arte em Concreto”.

Tenho servido o IBRACON em sua Diretoria desde 2003. Naquela época, fui convidado pelo então Presidente, Professor Paulo Helene, a assumir uma das diretorias, se não me engano a diretoria de Pesquisa e Desenvolvimento. Depois atuei também nas Diretorias de Eventos e Publicações.

Foi e tem sido uma experiência enriquecedora e bastante gratificante para mim estar sempre presente nas ações do nosso Instituto Brasileiro do Concreto nos últimos 13 anos. Depois de minhas contribuições nas referidas diretorias, nas gestões do Professor Paulo Helene e do Engenheiro Rubens Bittencourt, fui eleito Vice-presidente do IBRACON. Nesta fase, trabalhei sob o comando do Professor José Marques Filho, o nosso Presidente naquela época. Aprendi muito com o Paulo, com o Rubens e com o José Marques. Agradeço muito a eles por terem se tornado meus grandes amigos e companheiros nas atividades do IBRACON. Em 2012, fui eleito Presidente do IBRACON e, em 2014, reeleito para um mandato final de mais dois anos.

O tempo voa e já chegamos ao fim deste segundo mandato. Agora em outubro de 2015, um novo Conselho foi eleito, tendo a missão de indicar o nosso novo Presidente até o final do ano, para um mandato de dois anos. A participação e engajamento de todos são fundamentais para

o futuro do IBRACON. O envolvimento das novas gerações será fundamental para a continuidade do nosso Instituto no futuro. Eu continuarei a atuar no Conselho do IBRACON, de onde espero poder continuar contribuindo para o seu progresso.

Tivemos várias conquistas ao longo desses anos: os nossos livros se tornaram referências no ensino de Engenharia no Brasil; a nossa Revista CONCRETO & Construções se consolidou como um veículo de qualidade e profissionalismo com o apoio de importantes empresas do setor; a nossa Revista IBRACON de Estruturas e Materiais (RIEM) também se consolidou como um importante veículo técnico-científico, indexado e reconhecido pelos nossos órgãos de controle e fomento; os nossos Comitês Técnicos se tornaram uma realidade em função da reorganização promovida pela nossa Diretoria Técnica e de parcerias importantes com outras entidades, além do esforço de seus membros; o nosso evento se consolidou como um grande, senão o maior, evento técnico na área da construção civil no Brasil; e os nossos Concursos Estudantis também se diversificaram e tem atraído sempre a participação vigorosa e entusiasmada de diversas instituições e estudantes.

Fizemos também parcerias internacionais importantes com a RILEM (*International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures*) e o ACI (*American Concrete Institute*), o que nos expõe de forma definitiva no espaço internacional. Nossas parcerias

com diversas entidades no Brasil foram intensificadas e temos tido muitas conquistas através delas.

No final de outubro, realizamos o 57º Congresso Brasileiro do Concreto (57CBC), em conjunto com a nossa FEIBRACON (Feira Brasileira das Construções em Concreto), na paradisíaca cidade de Bonito. O IBRACON foi criado em 1972 e tem realizado todas essas edições do evento ao longo dos últimos anos de forma contínua, nos primeiros anos com dois eventos anuais. E continuaremos assim nas próximas edições do evento em Belo Horizonte, em Goiânia e em Foz do Iguaçu.

Gostaria, antes de encerrar, manifestar meus agradecimentos a todos os membros da Diretoria do IBRACON, que me acompanharam e me auxiliaram nos últimos anos na condução do IBRACON. Também é importante manifestar o meu agradecimento especial aos nossos poucos e

valerosos funcionários, sem os quais o trabalho voluntário que desenvolvemos não seria possível.

Tenho a sensação do dever cumprido e agradeço a Deus pela oportunidade que tive de servir ao IBRACON. Já estou com um pouco de saudade da batalha, mas considero importantíssimo a renovação dos nossos quadros e de nossas perspectivas. Desejo todo o sucesso ao nosso futuro presidente.

Aproveito mais uma vez para agradecer a você, leitor e associado, pelo seu apoio ao IBRACON.

O IBRACON precisa da sua participação e do seu entusiasmo para construirmos um Instituto cada vez melhor e mais forte! Participe!

TÚLIO N. BITTENCOURT
PRESIDENTE DO IBRACON



Revista CONCRETO & Construções

A revista CONCRETO & Construções é o veículo impresso oficial do IBRACON.

De caráter científico, tecnológico e informativo, a publicação traz artigos, entrevistas, reportagens e notícias de interesse para o setor construtivo e para a rede de ensino e pesquisa em arquitetura, engenharia civil e tecnologia.

Distribuída em todo território nacional aos profissionais em cargos de decisão, a revista é a plataforma ideal para a divulgação dos produtos e serviços que sua empresa tem a oferecer ao mercado construtivo.

PARA ANUNCIAR
Tel. 11- 3735-0202
arlene@ibracon.org.br

Periodicidade	Trimestral
Número de páginas	104 (mínimo)
Formato	21 x 28 cm
Papel	Couché 115 g
Capa plastificada	Couché 180 g
Acabamento	Lombada quadrada colada
Tiragem	5.500 exemplares
Distribuição	Circulação controlada, auditada pelo IVC

Consulte o perfil dos profissionais e o ramo de atuação das empresas do mailing:
www.ibracon.org.br (link "Publicações")



Formatos e investimentos

Formato	Dimensões	R\$
2ª Capa + Página 3	42,0 x 28,0 cm	9.650,00
Página Dupla	42,0 x 28,0 cm	8.550,00
4ª Capa	21,0 x 28,0 cm	6.530,00
2ª, 3ª Capa ou Página 3	21,0 x 28,0 cm	6.290,00
1 Página	21,0 x 28,0 cm	5.860,00
2/3 de Página Vertical	14,0 x 28,0 cm	4.390,00
1/2 Página Horizontal	21,0 x 14,0 cm	3.190,00
1/2 Página Vertical	10,5 x 28,0 cm	3.190,00
1/3 Página Horizontal	21,0 x 9,0 cm	2.750,00
1/3 Página Vertical	7,0 x 28,0 cm	2.750,00
1/4 Página Vertical	10,5 x 14,0 cm	2.380,00
Encarte	Sob consulta	Sob consulta

Em prol do desenvolvimento técnico

Neste espaço da Coluna Institucional da CONCRETO & Construções, não poderia inicialmente deixar de citar o Dr. Túlio Nogueira Bittencourt, cujo segundo mandato se encerra no final de 2015, pela brilhante gestão empreendida a frente do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), proporcionando uma visibilidade cada vez maior ao mesmo.



Mas, será que tudo isto valeu a pena?

Sob o ponto de vista do associativismo, entendo que sim!! Hoje, o profissional que atua na cadeia produtiva do concreto sabe que ele está inserido dentro de uma atividade que não comporta atitudes isoladas. Ele sabe que, dentro da nossa atividade, deve-se experimentar um crescimento homogêneo, onde todos participem e usufruam na mesma proporção.

Como Vice-Presidente do IBRACON, tenho tido o privilégio de conviver e trocar experiências com os mais renomados profissionais da cadeia produtiva do concreto, mas não poderia também me esquivar de citar que administrar o IBRACON não é uma tarefa fácil!!

Quando você menos percebe, você está inteiramente envolvido nos problemas do Instituto, sacrificando sua vida profissional, sua família, seu descanso....

Certificação de profissionais, Diretorias Regionais, relacionamento com outras entidades, cursos, workshops e palestras técnicas, Congresso Brasileiro do Concreto, revistas, livros e publicações técnicas são algumas das atividades que me vem à cabeça neste balanço que faço do IBRACON.

Quando eu falo de crescimento, estou me referindo ao aspecto mais amplo, que engloba o aprimoramento técnico, a evolução administrativa, etc...

Aí está a grande virtude do IBRACON!. Hoje todos sabemos que existe uma entidade onde pode-se discutir abertamente os problemas e oportunidades da cadeia produtiva do concreto, onde podemos trocar experiências com os mais renomados profissionais nacionais e internacionais. Neste sentido, o IBRACON é único!!

Frequentemente, fomos indagados pelo fato do IBRACON estar focando demasiadamente no aperfeiçoamento técnico, organizando diversos cursos e eventos voltados a reciclagem técnica e o aprimoramento

profissional. O que não se percebia era o fato de que, tão importante quanto o conteúdo dos cursos, workshops e evento, brilhantemente culminado no nosso Congresso Brasileiro do Concreto (CBC), é a oportunidade única dos profissionais estarem juntos, conhecendo-se e trocando experiências para a própria evolução e a evolução da cadeia produtiva do concreto!!!

Neste ponto, destaco o Dr. Martin Luther King Jr., corajoso líder dos direitos civis na década de 60, que escreveu em certa ocasião: “Aprendemos a nadar como os peixes e a voar como os pássaros, mas não aprendemos ainda a arte de vivermos como irmãos”.

É de se emocionar também as iniciativas promovidas pelo IBRACON para atrair os estudantes nos nossos eventos. A

participação destes, que brevemente irão ingressar nesta apaixonante atividade das construções de concreto, tem sido cada vez maior nos eventos promovidos pelo IBRACON, estimulados pelos concursos e competições onde eles tem tido a possibilidade de usar a imaginação e aplicar os conhecimentos adquiridos nos cursos de engenharia.

Finalmente, entendo que o caminho é longo e penoso, mas tenham a certeza que o IBRACON saberá trilhá-lo para atingir a tão sonhada meta que sempre o norteou: *Avanço Concreto – Hoje e Sempre!!!*

JÚLIO TIMERMAN

VICE PRESIDENTE DO IBRACON

INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO 

Revista IBRACON de Estruturas e Materiais IBRACON Structures and Materials Journal

O periódico RIEM objetiva a divulgação das pesquisas, desenvolvimentos e inovações relacionadas à tecnologia do concreto e aos seus sistemas construtivos. São publicados artigos sobre:

- Projetos estruturais
- Normalização
- Estruturas de concreto
- Estruturas mistas
- Cimento
- Materiais cimentantes e seus derivados
- Concreto e argamassa
- Materiais poliméricos de reforço
- Betuminosos usados na construção civil

A RIEM divulga ainda comunicações técnicas, discussões e réplicas dos artigos publicados.

Os textos são revisados pelo Conselho Editorial e pela Banca Examinadora da RIEM, compostos por profissionais nacionais e estrangeiros com reconhecida competência em sua área de atuação.

Para colaborar

Acesse a RIEM no site www.ibracon.org.br (link “Publicações”)

→ Clique em **Acesso a Página do Usuário**

→ Registre-se como leitor, autor ou bibliotecário (link “Information”)

→ Faça seu login no sistema

→ Clique no link para a submissão do artigo

O acesso a RIEM é livre. Todos são convidados a contribuir com as futuras edições.



ENVIE SUA PERGUNTA PARA O E-MAIL: fabio@ibracon.org.br

PERGUNTAS TÉCNICAS

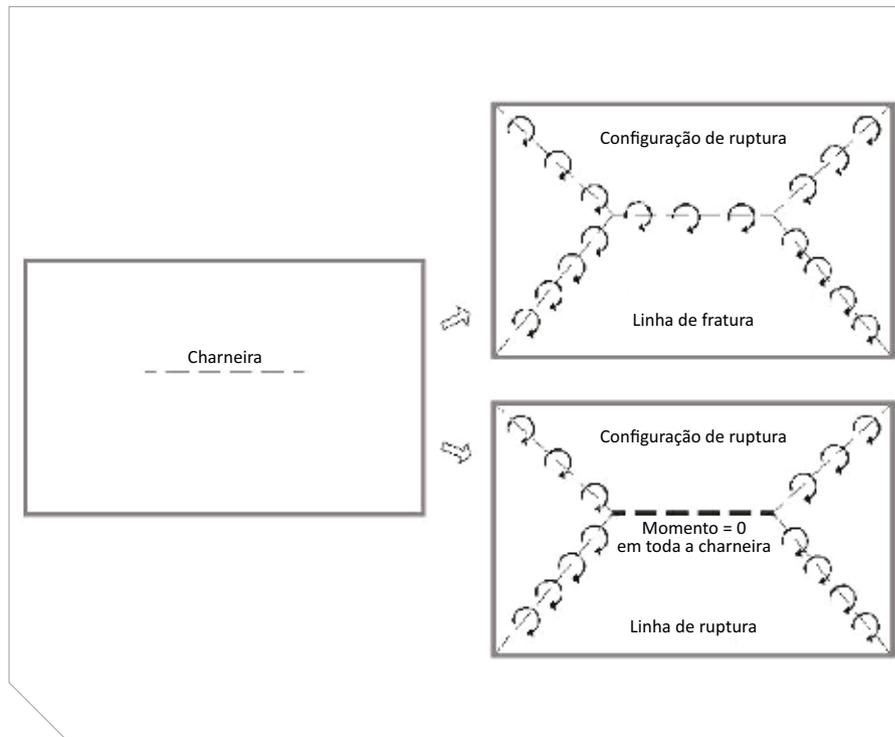
ESTOU PREPARANDO MATERIAL DIDÁTICO SOBRE MURO DE ARRIMO EM ALVENARIA ESTRUTURAL E ESTOU UTILIZANDO COMO REFERÊNCIA, ALÉM DA SUA PUBLICAÇÃO SOBRE ALVENARIA ESTRUTURAL, A DISSERTAÇÃO DE Mestrado DO DANILO RODRIGUES MALUF. GOSTARIA DE VERIFICAR SE VOCÊ TEM ALGUM MATERIAL QUE POSSA ME ENVIAR ACERCA DAS TABELAS PARA DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS HORIZONTAIS EM PLACAS DE ALVENARIA, NOTADAMENTE NO QUE SE REFERE ÀS NORMAS CANADENSE E BRITÂNICA. ALÉM DISSO, GOSTARIA DE SABER SE VOCÊ TEM CO-NHECIMENTO DE ALGUM ESTUDO DE ENSAIOS EM PLACAS SUBMETIDAS A AÇÕES HORIZONTAIS COM VARIAÇÃO LINEAR, POIS, AO QUE ME PARECE, AS TABELAS REFERIDAS NAS NORMAS ACIMA FORAM DESENVOLVIDAS APENAS PARA PAREDES COM CARGAS UNIFORMES.

PROF. ANTONIO DE FARIA

GRUPO EDUCACIONAL UNIS

A dissertação de mestrado Maluf (2007), disponível em www.ppgeciv.ufscar.br, trata do projeto de painéis de alvenaria, considerando Estado Limite Último e de Serviço. No projeto de muros de arrimo, usualmente se tem painéis entre enrijecedores submetidos a forças laterais distribuídas em área (placas), sendo esse o tópico da pergunta. É um problema parecido com lajes de concreto armado, com solução determinada de acordo com a teoria das charneiras plásticas, com algumas diferenças: i) eventualmente o painel é não armado; ii) a alvenaria tem comportamento não isótropo, com diferenças de resistência de tração na flexão e módulo de elasticidade nas direções verticais e horizontais.

Para cálculo de esforços no painel de alvenaria (M_x e M_y) recomendo usar dois métodos, dependendo da situação. Se for Alvenaria Não Armada usar o Método das Linhas de Ruptura, que faz parte da norma Canadense CSA



S.304. Esse método considera, mesmo em alvenaria não armada, a formação de charneiras com forma parecida a observada em lajes de concreto armado, de acordo com as vinculações dos lados. Essa hipótese é feita a partir da observação de vários resultados de ensaios, que mostram linhas de fissura nas mesmas posições observadas em lajes de concreto armado. A diferença é que, pelo painel ser não armado, não há ductibilidade suficiente para formação de charneiras plásticas nas primeiras fissuras. Então o que o método propõe é considerar as charneiras de formas semelhantes às de lajes, porém ignorar (ou considerar momento nulo) ao longo da primeira fissura formada. Nas demais fissuras, o momento é considerado constante em cada direção. A figura ilustra essa condição. Fazendo o equilíbrio, chega-se aos momentos em cada direção. Tabelas com resultados para carga uniforme estão disponíveis na dissertação e na norma canadense citadas e no livro Parsekian, Hamid, Drysdale: Comportamento e Dimensionamento de Alve-

naria Estrutural, EdUFSCar, 2013.

No caso de Alvenaria Armada, a sugestão é usar as tabelas de Linha de Plastificação que constam na norma Britânica BS 5628, reproduzidas nas referências acima citadas. Nesse caso todas as charneiras são consideradas, porém fazendo diferenciação entre a resistência à flexão (ortotropia) em cada direção. Outra possibilidade, dependendo do tamanho do painel, é fazer uma análise elástica para cálculo dos momentos, através de um modelo de grelha, tomando-se o cuidado de considerar rigidezes distintas em cada direção.

Sobre a existência de tabelas para cálculo de momentos para carga lateral triangular, específicos para alvenaria estrutural, não conheço, sendo esse um bom tema para desenvolver um estudo. Creio ser possível determinar a solução através dos métodos acima descritos.

GUILHERME PARSEKIAN, PROFESSOR DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL DA UFSCAR E MEMBRO DO COMITÊ EDITORIAL

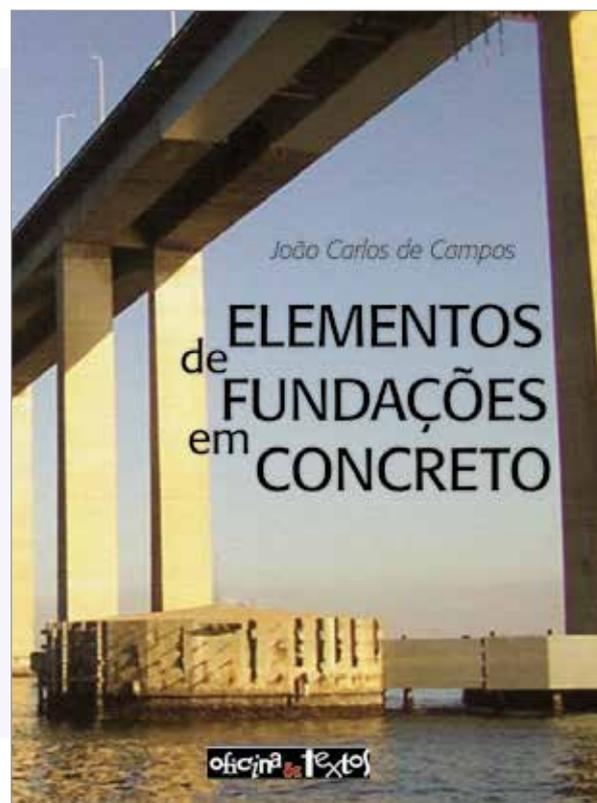
Elementos de fundações em concreto

No livro “Elementos de fundações em concreto”, da editora Oficina de Textos, o professor do Centro Universitário de Lins (Unilins) explica os conceitos e as fórmulas relacionados com a análise estrutural, como os cálculos dos estados-limite último e de serviço, e com o dimensiona-

mento das peças de fundações de concreto, com base em exemplos práticos. Há modelos e tabelas que ajudam o profissional a escolher entre as melhores alternativas de fundação em função das características de cada obra.

→ **Informações:**

www.oficinadetextos.com.br



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



Curso básico de concreto armado

Para tornar mais acessíveis os conceitos e os métodos do concreto armado, os autores do Curso básico de concreto armado, Thiago Bomjardim Porto, professor do Departamento de Engenharia Civil da PUC Minas e diretor de projetos na empresa Consmara Engenharia, e Danielle Stefane Gualberto Fernandes, coordenadora de projetos na em-

presa 2MS Projetos, discutem os principais tópicos da norma brasileira ABNT NBR 6118:2014, que estabelece requisitos e procedimentos do projeto para estruturas de concreto. Na segunda parte do livro, os autores aplicam os conceitos e procedimentos no projeto de um edifício em concreto armado, com todas suas etapas e cálculos.

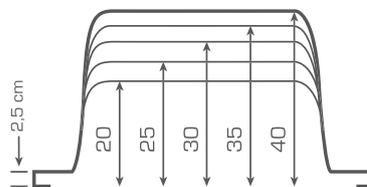
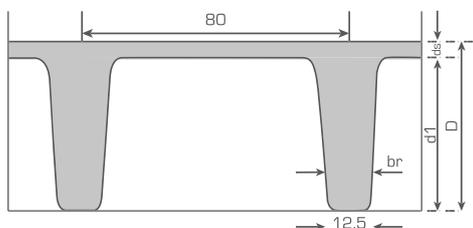
→ **Informações:**

www.oficinadetextos.com.br



Lages Shopping Center - Lages / SC

FÔRMAS CIENTIFICAMENTE PROJETADAS PARA EVITAR DEFORMAÇÕES DURANTE A CONCRETAGEM



Ao utilizar a fôrma 80x72,5 cm, o cliente encontra à sua disposição alguns fornecedores, podendo negociar melhores preços.

Disponibilizamos meias-fôrmas em todas as alturas citadas acima.

31 3392.6550 • 9712.6642
contato@brasilformas.com
www.brasilformas.com

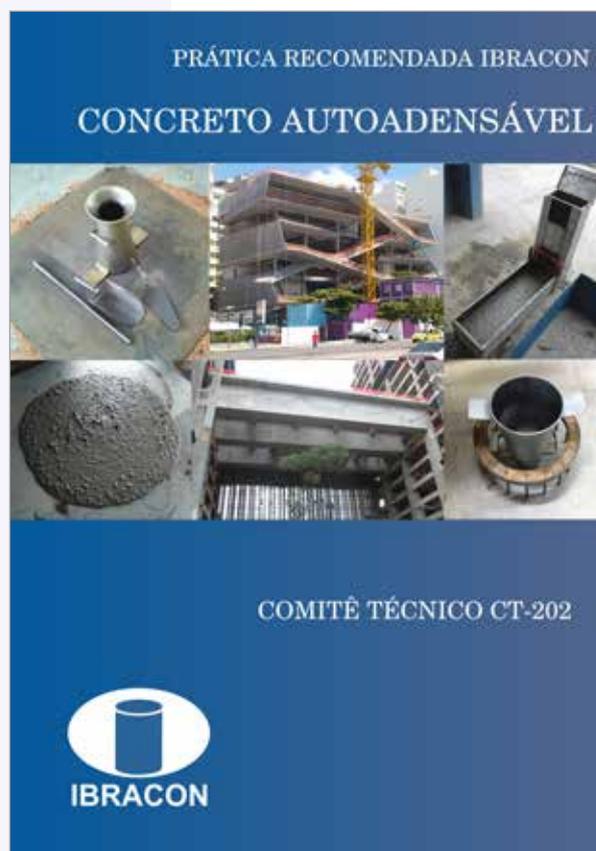


Prática Recomendada IBRACON Concreto Autoadensável

Trazendo para a comunidade técnica os conceitos relacionados ao concreto autoadensável, as recomendações para seleção de materiais, os métodos de dosagem, os procedimentos de mistura, as recomendações para a aceitação do concreto no estado fresco e para seu transporte, lançamento e rastreamento, a publicação procura atender uma necessidade do mercado nacional. A obra, em formato e-book, é resultado do trabalho do Comi-

tê Técnico IBRACON sobre Concreto Autoadensável (CT 202), voltando-se aos profissionais que lidam com a tecnologia do concreto autoadensável nos canteiros de obras, nas indústrias de pré-fabricados, nos laboratórios de controle tecnológico e nas universidades.

A publicação contou com o patrocínio da Concrebras, Engemix, Grace, Unisinos, itt performance e Votorantim.



MAIS FORÇA PARA CONSTRUIR UM BRASIL MELHOR.

Pitimbu-Paraíba

NOVA FÁBRICA BRENNAND CIMENTOS NO NORDESTE. A MAIS MODERNA DO PAÍS.

O Grupo Ricardo Brennand reafirma o seu compromisso com o desenvolvimento do Nordeste e de todo o Brasil. A nova fábrica do Cimento Nacional produz cimentos de alta qualidade para todo tipo de aplicação, com a mais moderna tecnologia, respeito à sociedade e ao meio ambiente, gerando empregos e estimulando a economia da região. Uma nova conquista que tem a marca e a força do brasileiro.



CIMENTO NACIONAL
O CIMENTO COM
A FORÇA DO BRASIL.

QUALIDADE
BRENNAND
CIMENTOS

2º Congresso Brasileiro de Patologia das Construções

A Associação Brasileira de Patologia das Construções (ALCONPAT BRASIL), com apoio do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), promove, entre os dias 18 e 20 de abril de 2016, na cidade de Belém, no Pará, o

2º Congresso Brasileiro de Patologia das Construções (2º CBPAT).

Fórum de debates sobre o controle da qualidade, a patologia e a recuperação de estruturas, com intuito de divulgar as pesquisas científicas

e tecnológicas sobre estes importantes temas e áreas correlatas, o 2º CBPAT está recebendo artigos técnico-científicos.

→ **Informações:**

<http://alconpat.org.br/cbpat2016/>

2ª Conferência Internacional sobre sustentabilidade do concreto



Organizada pela Universidade Politécnica de Madri (UPM) e co-organizada pela Ache, ACI, Alconpat, fib, Rilem e JCI, com a finalidade de discutir tecnologias redutoras de impactos ambientais, aspectos de durabilidade de projetos de obras e materiais e es-

truturas sustentáveis, a 2ª Conferência Internacional sobre sustentabilidade do concreto (ICCS16) vai acontecer de 13 a 15 de junho de 2016, em Madri, na Espanha.

→ **Informações:**

www.iccs16.org



Segmento Infraestrutura

**Mais do que obras,
construímos parcerias
para toda vida.**



Votorantim
Cimentos

Uma parceria de verdade é construída com confiança. No conhecimento que gera alta performance, no compromisso do início ao fim da obra, no desenvolvimento de produtos para sua necessidade, na segurança do resultado, na presença onde você precisa e na experiência em vencer desafios.

Esses são os pilares da **Votorantim Cimentos** para atender **grandes obras de infraestrutura** e construir parcerias para toda vida.



- TRANSPORTE
- ENERGIA
- MOBILIDADE URBANA
- PAVIMENTAÇÃO
- SANEAMENTO
- SOLUÇÕES CUSTOMIZADAS

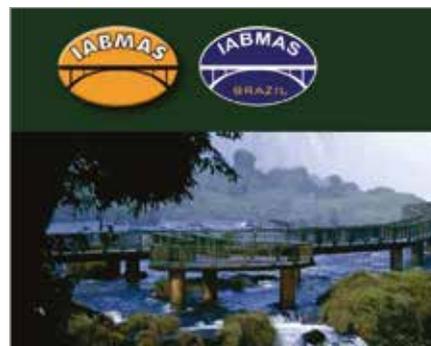
IABMAS 2016

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 In-

ternacional para Manutenção e Segurança de Pontes (IABMAS, na sigla em inglês), tendo o apoio da Universidade de São Paulo (USP).

→ **Informações:**

www.iabmas2016.org



Conferência Internacional sobre a Reação Álcali-Agregado



Promovida pelo IBRACON e pela Universidade Estadual Paulista (UNESP) de Ilha Solteira, a International Conference on alkali-aggregate reaction (ICAAR) está marcada para acontecer em São Paulo, de 3 a 7 de julho de 2016.

→ **Informações:**

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

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





Luciano Afonso Borges

Engenheiro civil formado na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo na turma de 1968.

Iniciou sua carreira profissional na construção de edificações, mas, já em 1970, foi trabalhar em projetos de pontes no escritório de Fritz Leonhardt, na Alemanha. De volta ao Brasil em 1972, ingressou na Maubertec, para trabalhar no projeto de um conjunto de pontes para o Anel Viário de São Paulo, obra que acabou não seguindo adiante. Ainda na década de 1970, foi convidado pelos engenheiros Maurício Gertsenchtein e José Roberto Bernasconi a se tornar sócio da empresa, onde atualmente é diretor executivo.

Borges lecionou nas cadeiras de Pontes e de Concreto na Escola de Engenharia de Lins por 15 anos, até 1986. Ele tem atuado institucionalmente na Associação Paulista de Empresas de Consultoria e Serviços em Saneamento e Meio Ambiente (APECS) e no Sindicato Nacional das Empresas de Arquitetura e Engenharia Consultiva (Sinaenco).

IBRACON – QUAL FOI SUA TRAJETÓRIA PROFISSIONAL DESDE A ESCOLHA DO CURSO DE ENGENHARIA ATÉ A DIREÇÃO DE UMA EMPRESA DE PROJETOS E GERENCIAMENTO ENVOLVIDA EM GRANDES OBRAS DE ENGENHARIA PAÍS AFORA?

LUCIANO AFONSO BORGES – A engenharia civil sempre foi a área profissional que mais me interessou. Após o meu ingresso na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, tive que escolher o curso e a especialidade, já que naquela época isto ocorria já a partir do 3º ano do curso de graduação. Optei pela especialidade de Estruturas. Terminado o curso em 1968, fui trabalhar na construção de prédios na Construtora Itapuã e passei a ministrar aulas na cadeira de Pontes na Escola de Engenharia de Lins, em substituição ao Prof. Maurício Gertsenchtein, que fora meu professor de concreto na Politécnica. A área de construção de edificações não me atraiu, de forma que, em 1970, resolvi trabalhar em projetos de pontes na Alemanha. Com o apoio do Prof. Telemaco Van Langendonck, meu professor na Politécnica, consegui uma oportunidade no escritório do Prof. Fritz Leonhardt, de renome internacional em concreto armado e protendido e em pontes, cujos livros me serviam de referência para as aulas que ministrava em Lins. Em meados de 1972, atendendo a um convite do Prof. Maurício, retornei

para trabalhar na Maubertec que, na época, tinha um conjunto de pontes de grande porte do Anel Viário para projetar. O empreendimento do Anel Viário estava sob a responsabilidade do DER (Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo) e o gerenciamento era realizado pelos Consultores Gerais.

Em 1973 voltei a lecionar na Escola de Engenharia de Lins na Cadeira de Concreto II. Permaneci nesta atividade acadêmica até 1986, complementarmente colaborando nas atividades do Departamento de Engenharia Civil e na Fundação Mantenedora da Escola. Na Maubertec comecei na condução dos projetos de pontes, porém, com o passar do tempo, as atividades foram ampliadas para as obras de metrô, para as obras viárias, de saneamento básico, edificações, industriais, gerenciamento e fiscalização de obras e para a manutenção de ativos. Passados poucos anos, ainda na década de 70, os engenheiros Maurício Gertsenchtein e José Roberto Bernasconi, sócios fundadores da Maubertec, me convidaram para participar da empresa como sócio, convite que prontamente aceitei. Minha atuação na Empresa, hoje, é de Diretor Executivo, focada na produção e na comercialização de projetos, com uma certa dose de atuação institucional através da Apecs e do Sinaenco.

IBRACON – QUAIS AS PREMISSAS PARA UM BOM PROJETO DE OBRAS DE ARTE? QUAIS FATORES SÃO DETERMINANTES NA ESCOLHA DO MELHOR PARTIDO ESTRUTURAL? QUE CONDIÇÕES SÃO IMPRESCINDÍVEIS DE SEREM LEVADAS EM CONTA NO PROJETO ESTRUTURAL, CONSIDERANDO SEGURANÇA, CONFORTO E DURABILIDADE DA OBRA?

LUCIANO AFONSO BORGES – Um bom projeto de obra de arte é aquele que atende às condições de segurança e conforto do usuário, aos requisitos de durabilidade e economicidade, e que garante uma inserção estética agregadora ao meio ambiente. A escolha do melhor partido estrutural depende dos vãos que devem ser vencidos e dos gabaritos que devem ser obedecidos. A partir dessas condicionantes, pode-se escolher um elenco de partidos estruturais que se mostrem mais adequados, no que se refere aos aspectos estéticos, econômicos, construtivos e de segurança. De maneira geral, as obras com vãos maiores são mais dispendiosas do que aquelas com vãos menores. Um aspecto a ser observado na escolha dos vãos é a adequada proporção entre eles, sobretudo nos de extremidade. Outro fator que pode fundamentar vãos maiores é a condição do subsolo para a fundação. Fugir de condições adversas de fundação através de vãos maiores pode ser uma solução econômica para contornar custos e riscos elevados



**AS OBRAS DE ARTE, COMO O PRÓPRIO NOME DIZ,
DEVEM PROPORCIONAR AO SEU ENTORNO UMA BELEZA
DECORRENTE DA SUA ARQUITETURA E DA FORMA
COMO SE INSEREM NA PAISAGEM**





O LEGADO SERIA UM DOCUMENTO QUE SINTETIZARIA AS INFORMAÇÕES GERADAS AO LONGO DA OBRA, COM ANÁLISE CRÍTICA DO PROCESSO E DAS SOLUÇÕES ADOTADAS, E COM RECOMENDAÇÕES DE MELHORIAS PARA OS PRÓXIMOS EMPREENDIMENTOS



das fundações, que podem superar os de aumento dos vãos. Nas pontes longas a solução usual é a de restringir o vão maior para atender ao gabarito de navegação, seguido dos dois adjacentes, com vãos proporcionais e estruturalmente ajustados. Para os acessos a esses vãos centrais opta-se por vãos menores e mais econômicos. As obras de arte, como o próprio nome diz, devem proporcionar ao seu entorno uma beleza decorrente da sua arquitetura e da forma como se inserem na paisagem. É equivocado focar apenas os aspectos econômicos, que muitas vezes restringem soluções que, embora mais dispendiosas, possam agregar valores estéticos importantes. No que se refere à segurança da estabilidade da obra, é importante considerar corretamente as cargas de Norma ou mesmo outras excepcionais que irão solicitar a obra. Do ponto de vista do usuário, a incorporação dos dispositivos de segurança, como os guarda-rodas, guarda-corpos, a correta sinalização e a adequada drenagem que impeça o acúmulo de água na pista, são requisitos fundamentais e indispensáveis. A durabilidade da obra depende da obediência às espessuras de cobertura das armaduras especificadas em Norma e da qualidade do concreto. As juntas de dilatação são pontos de fragilidade e eventualmente de desníveis no pavimento. São locais onde os cuidados de projeto e de execução

devem ser redobrados. Mas é na execução que residem os maiores problemas de durabilidade da obra.

IBRACON – NA SUA AVALIAÇÃO, ESSAS PREMISSAS, FATORES E CONDIÇÕES TÊM SIDO DEVIDAMENTE CONSIDERADOS NOS ATUAIS PROJETOS DE OBRAS DE ARTE CONTRATADOS PELO GOVERNO BRASILEIRO OU NAS PARCERIAS PÚBLICO-PRIVADAS?

LUCIANO AFONSO BORGES – De maneira geral, o projeto de obras de arte no Brasil está bem atendido pelos escritórios de projeto, que utilizam os recursos tecnológicos mais modernos disponíveis no mercado internacional, e há obras de grande complexidade já executadas e em execução no país. Através do Sinaenco e da Apecs, temos proposto aos clientes a introdução, nas suas contratações de projeto, da figura da Assessoria Técnica ao Empreendimento (ATE). Essa Assessoria teria por objetivo dar suporte ao cliente nas demandas imprevisíveis, que, portanto, não foram contempladas no escopo na fase que antecede à contratação e ao início da obra, como a obtenção de licenças e autorizações, a atualização do orçamento, a alteração do pacote técnico, necessidades oriundas das fases de licitação e contratação da obra e a readequação da divisão da obra em lotes, entre outros. Atualmente, apenas é contemplada nas contratações a Assistência Técnica à Obra (ATO), que dá suporte a ocorrências durante a execução da

obra, que demandem novas soluções ou ajustes de projeto.

Outra missão importante da ATE é elaborar o Legado do Empreendimento e propor ao cliente, nos casos de empreendimentos de maior vulto e complexidade, um plano de avanço tecnológico que possa ser estruturado utilizando a própria execução da obra como fonte de dados e informações para alimentar a execução do plano. Participariam do Plano o cliente, a projetista, o gerenciador, o executor e a universidade.

A partir do início da obra, por meio de reuniões sistemáticas, a ATE e seus atores passariam a analisar, discutir e registrar os problemas e as soluções encontradas durante a execução do empreendimento, no que se refere aos aspectos contratuais, de planejamento, de projeto, de execução, de gestão e do desempenho dos vários atores. Ao final da obra a Assessoria, com o apoio dos demais agentes, elaboraria o Legado do Empreendimento. O Legado seria um documento que sintetizaria todas as informações geradas nas reuniões sistemáticas ao longo da execução da obra, conteria uma análise crítica do processo e das soluções adotadas sob todos os aspectos já mencionados, proporia alternativas e recomendaria melhorias para os próximos empreendimentos. O Legado seria, ainda, um produto umbilicalmente ligado ao

Empreendimento, que disponibilizaria para a sociedade em geral e para as áreas específicas da engenharia a experiência de implantação do empreendimento. Seria assim estabelecido um programa de melhoria contínua, de desenvolvimento tecnológico sustentável, registrando e divulgando a experiência acumulada.

IBRACON – O PAÍS TEM UTILIZADO O QUE HÁ DE MAIS MODERNO EM TECNOLOGIAS DE CONSTRUÇÃO DE PONTES, VIADUTOS E TÚNEIS? QUAIS SÃO ESSAS TECNOLOGIAS E PARA QUAIS SITUAÇÕES SÃO MAIS RECOMENDADAS? EXISTE UMA TENDÊNCIA NO SETOR DE SE CAMINHAR PARA A INDUSTRIALIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO? POR QUÊ?

LUCIANO AFONSO BORGES – Em princípio a engenharia nacional vem acompanhando e aplicando as modernas tecnologias de construção de pontes, viadutos e túneis. Estão aí as obras estaiadas de grandes vãos e os grandes túneis como testemunhos dessa realidade. O que ocorre é que o Brasil poderia estar muito melhor se houvesse por parte dos clientes uma política de valorização e estímulo ao desenvolvimento da nossa engenharia. O desperdício que presenciamos é de estarrecer. Os clientes empobreceram tecnicamente, as equipes técnicas ficaram reduzidas pela aposentadoria de seus membros, não houve renovação.

CRÉDITO: CONSTRUTORA NORBERTO ODEBRECHT



Ponte Itapaiúna sobre o Rio Pinheiros

Os clientes privados, por sua vez, só agora começam a estar mais bem preparados para fazerem contratações mais adequadas, evitando que o preço mínimo prevaleça sobre todos os fatores de qualidade.

Existe um princípio básico que reza o seguinte: “a qualidade do mercado fornecedor é ditada pela qualidade do mercado comprador”.

Se o mercado comprador não estiver preparado para exigir e comprar uma engenharia de qualidade, o mercado fornecedor terá dificuldade para se desenvolver.

Nós estamos empobrecidos e a sugestão da introdução da ATE nos

contratos pode ser uma atitude de grande impacto e baixo custo para ajudar a melhoria da nossa engenharia, tanto de projeto como de construção, da gestão do próprio cliente e das teses e trabalhos nas universidades, com grande repercussão para a sociedade, para o desenvolvimento tecnológico nacional e para a qualidade e custo dos empreendimentos.

Quanto a caminhar para a industrialização da construção, isto deve ser sempre uma meta, porque ela permite ganhar em produtividade, qualidade, prazo e preço. Nos produtos industrializados em série ela encontra o seu ambiente mais propício. No

“

SE O MERCADO COMPRADOR NÃO ESTIVER PREPARADO PARA EXIGIR E COMPRAR UMA ENGENHARIA DE QUALIDADE, O MERCADO FORNECEDOR TERÁ DIFICULDADE PARA SE DESENVOLVER

”

caso da construção civil, o produto, em geral, não é produzido no mesmo local da implantação da obra, a quantidade de unidades iguais é restrita e nem sempre são todas iguais. O distanciamento da fábrica ao local da implantação é um fator restritivo que conduz à solução da pré-fabricação em canteiro. Esta é uma solução que pode gerar muitos problemas, sobretudo se o grau de pré-fabricação da obra é alto. A razão dos problemas está no fato de que as construtoras, quando fazem a pré-fabricação no canteiro, com frequência, devido a condições circunstanciais, utilizam equipes que

não estão preparadas para esse tipo de execução, que requer outro nível de cuidado de planejamento e de precisão. A restrição na forma arquitetônica pode ser também um obstáculo para a industrialização, embora existam obras arquitetonicamente arrojadas pré-fabricadas, e o exemplo internacional premiado mais recente é o do Hotel Bella Sky em Copenhague, na Dinamarca. Na medida em que a industrialização conseguir flexibilidade, removendo esses fatores restritivos, dando portabilidade à fábrica para o local da obra, por exemplo, sem dúvida ela

ganhará mais mercado, por razões óbvias: a qualidade do produto tende a ser melhor, assim como também a produtividade. O desenvolvimento da execução pré-fabricada da obra em paralelo com as fundações viabiliza cronogramas mais curtos e custos menores. A portabilidade aqui mencionada não se restringe a equipamentos apenas, mas, sobretudo, à cultura e às equipes treinadas. A pré-fabricação no canteiro normalmente utilizada, e com os problemas acima descritos, poderia ter outra configuração se a fábrica portátil, no local, conseguir competitividade.



CRÉDITO: CONSÓRCIO PANAMBY

Ponte Laguna sobre o Rio Pinheiros

IBRACON – Como você vê o EMPREGO DO CONCRETO PROJETADO COMO REVESTIMENTO PRIMÁRIO E COMO REVESTIMENTO DEFINITIVO EM TÚNEIS RODOVIÁRIOS E METROVIÁRIOS?

LUCIANO AFONSO BORGES – Entendo que o concreto projetado, desde que bem controlado e bem aplicado, pode ser utilizado como revestimento primário e também definitivo; apenas deverá ser analisada a questão da forma e do acabamento do túnel. A ausência da fôrma que garanta a conformação geométrica exige que a aplicação seja muito bem-feita.

IBRACON – E QUANTO À PROTENSÃO DE PONTES E VIADUTOS? ELA É BEM EMPREGADA NO BRASIL? COMO A TECNOLOGIA SE DESENVOLVEU DESDE SUA IMPLANTAÇÃO NO PAÍS NA DÉCADA DE 1970?

“

NA MEDIDA EM QUE A INDUSTRIALIZAÇÃO CONSEGUIR FLEXIBILIDADE, DANDO PORTABILIDADE À FÁBRICA PARA O LOCAL DA OBRA, ELA GANHARÁ MAIS MERCADO, POR RAZÕES ÓBVIAS: MELHORA NA QUALIDADE E NA PRODUTIVIDADE

”



SE HOUVESSE UMA POLÍTICA DE MANUTENÇÃO ATIVA DOS CLIENTES, UMA SÉRIE DE REFORÇOS E RECUPERAÇÕES PODERIA TER SIDO EVITADA E SUBSTITUÍDA POR AÇÕES PREVENTIVAS, DE CUSTO MUITO MENOR



LUCIANO AFONSO BORGES – A protensão no Brasil se desenvolveu a partir dos cabos de pequena potência dentro da tecnologia francesa representada pelo sistema Freyssinet. A partir da década de 70, com a instalação da empresa VSL no Brasil, passou-se a utilizar cabos com potências iguais ou superiores a 120 tf, e longos, com enfição posterior, no lugar dos cabos de 40 tf.

Esse mercado veio sendo acompanhado pela empresa nacional Rudloff, que acabou incorporando, anos mais tarde, a VSL do Brasil. Ainda dentro dos sistemas nacionais que se desenvolveram posteriormente, é importante mencionar a Mac Protensão e a Protende, esta associada à empresa italiana Tensacciai SpA.

No segmento de cabos para pontes estaiadas, a Protende tem tido uma participação marcante no mercado. O mesmo se diga na área dos aparelhos de apoio para cargas elevadas tipo bacia e outros.

IBRACON – SUA EMPRESA DESENVOLVEU UM SISTEMA INTEGRADO DE GESTÃO, QUE CONCILIA A GESTÃO DA QUALIDADE COM A GESTÃO AMBIENTAL. CONTE-NOS SOBRE ESTE SISTEMA. O QUE LEVOU À SUA IMPLANTAÇÃO? COMO ELE INTERFERE NO PLANEJAMENTO, PROJETO, EXECUÇÃO E GERENCIAMENTO DE OBRAS DE ARTE DA EMPRESA (CITAR EXEMPLOS DE OBRAS)? COMO ELE TEM SIDO USADO PARA MONITORAR ANOMALIAS EM PONTES E VIADUTOS SOB GESTÃO DA MAUBERTEC, NO SENTIDO DE TOMAR MEDIDAS PREVENTIVAS (CITAR EXEMPLOS DE OBRAS)?

LUCIANO AFONSO BORGES – Ao longo de sua existência como empresa que desenvolve projetos estruturais, a Maubertec teve muitos trabalhos relacionados à recuperação e reforço estrutural. Essa convivência sempre deixou claro que, se houvesse uma política de manutenção ativa dos clientes, uma série de reforços e recuperações poderia ter sido evitada e substituída por ações preventivas, de custo muito menor, que garantiriam a confiabilidade e a disponibilidade do ativo (a estrutura).

Essa evidência óbvia nos levou, durante toda a existência da Maubertec, a uma política de sensibilização dos nossos clientes públicos para a necessidade de implantar um sistema de manutenção para as estruturas, bem como prever uma rubrica específica no orçamento da empresa – afinal, estruturas necessitam de cuidados, muito embora seu processo de deterioração seja relativamente lento em comparação com o de equipamentos.

Finalmente, conseguimos lograr sucesso na Sabesp (Companhia de Saneamento de São Paulo), em função da queda da adutora do Socorro (1989), que deixou parte da cidade sem água, e abriu-se então um espaço no orçamento. Fomos contratados pela Sabesp em 1992 para desenvolver e implantar um plano de manutenção de Reservatórios e Travessias. Esse plano foi implantado e até hoje orienta a Companhia nas suas ações de manutenção dessas estruturas.

Logo após este trabalho, em 1995, o DER, a partir de um financiamento do Banco Mundial, nos contratou para desenvolver o Sistema de Gerenciamento das Obras de Arte (SIGOA). O sistema foi desenvolvido e entregue ao DER dentro do Mauberman – “*Maubertec Management System*”, que é o Sistema de Gestão de Ativos da Maubertec. A implementação do sistema foi descontinuada em decorrência do término do financiamento e da indisponibilidade de recursos. Toda a engenharia do SIGOA foi aproveitada pela Comissão das Concessões, no seu início, antes da ARTESP (Agência de Transporte do Estado de São Paulo), para a definição dos requisitos que seriam exigidos das Concessionárias no que tange à manutenção das obras de arte. Posteriormente, o Metrô de São Paulo lançou um edital, com vários lotes, para a realização de um laudo das estruturas das Linhas 1 e 3. A Maubertec propôs que, no lugar de realizar apenas o laudo, fossem aproveitados a oportunidade e os recursos para a implantação de um sistema de manutenção das estruturas. Em 1996 a Maubertec ganhou todos os lotes e, conforme proposto, customizou o Mauberman, adequando-o ao Metrô. Em 2000, ao final do contrato, entregou ao Metrô dois servidores, um contendo o Mauberman e o outro contendo um banco de dados com todas as informações relativas às estruturas que evidenciaram ocorrências



“ DENTRO DA LINGUAGEM BIM, O MAUBERMAN É UM SISTEMA 7D: GERENCIA O PROJETO, FAZ O PLANEJAMENTO E A SIMULAÇÃO VIRTUAL DA CONSTRUÇÃO, GERENCIA OS CUSTOS, A MANUTENÇÃO DOS ATIVOS E A INTERFACE DO EMPREENDIMENTO COM O MEIO AMBIENTE ”

demandantes de acompanhamento ou intervenção de recuperação ou reforço, com o planejamento das Ordens de Serviço realizado a partir de uma política de gestão, que então passou a ser feita pelo Mauberman. As inspeções realizadas identificaram desde problemas de manutenção mais leve até de reforços estruturais. Através de dois novos contratos, o Metrô ampliou o sistema para toda a rede, incluindo as linhas 2 e 5. A partir daí o Sistema Mauberman passou a operar corporativamente.

Durante os trabalhos do primeiro contrato, ainda na década de 90, percebeu-se que o sistema deveria

estar preparado para acompanhar o Ciclo de Vida do Empreendimento, nele incluídos todos os ativos que o compõem. Por outro lado, o conceito de gestão deveria ser o da Gestão Integral, voltada para o ativo. A Gestão Integral incorpora os conceitos de que cada fase do empreendimento deve estar preparada para atender tanto a ela própria como às fases seguintes no que tange às informações que ela gera dos ativos, bem como deve compreender não apenas os ativos que compõem o empreendimento como também a sua interface com o meio ambiente. Assim, o sistema foi preparado para

gerir, a partir da documentação 2D georreferenciada, todo o Ciclo de Vida do Empreendimento, dentro do Conceito da Gestão Integral. Com o advento da implantação do BIM no país, o Mauberman incorporou essa tecnologia 3D em uma nova versão, alternativa à original 2D. Dentro da linguagem BIM, o Mauberman é um sistema 7D, isto é, gerencia o projeto (3D), faz o planejamento e a simulação virtual da construção (4D), gerencia os custos da construção (5D), gerencia a manutenção dos ativos (6D), gerencia a interface do empreendimento com o meio ambiente (7D).

IBRACON – EM SUA ATUAÇÃO QUANTO À MANUTENÇÃO DE EMPREENDIMENTOS, QUAIS TÊM SIDO AS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS MAIS FREQUENTES ENCONTRADAS PELA EMPRESA EM PONTES E VIADUTOS? COMO ESSAS ANOMALIAS PODERIAM TER SIDO EVITADAS? DE QUE MODOS ELAS SÃO USUALMENTE TRATADAS EM TERMOS DE RECUPERAÇÃO E REFORÇO?

LUCIANO AFONSO BORGES – O processo de gerenciamento das anomalias se inicia por uma vistoria. Identificada uma anomalia, busca-se diagnosticar suas causas. Se necessário, procede-se a ensaios “in loco” para a caracterização dos materiais, quando não disponíveis. Procede-se, então, às análises estáticas. A partir das análises verifica-se se é caso de reforço ou de reparo. Em caso de dúvida, monitora-se a estrutura para acompanhar seu comportamento, e depois decidir.



CRÉDITO: CONSTRUTORA BETER S/A

Ponte sobre o Rio Araguaia em Conceição do Araguaia



Ponte sobre o Rio Tocantins

As anomalias mais frequentes se encontram na montagem das armaduras (por falha no atendimento aos cobrimentos de Norma), na dosagem adequada do concreto, nas juntas de concretagem, na desforma e na cura do concreto, nas juntas de dilatação, e na transição do aterro com a obra. Transições e interfaces são pontos potenciais de problemas, se não forem bem executadas.

Temos recomendado, com frequência e com bons resultados, o uso do concreto refrigerado como solução para as trincas geradas pelo gradiente térmico decorrente do calor de hidratação e da temperatura ambiente. Em termos de terapias, a injeção de fissuras com produtos a base de pastas de cimentos especiais,

de resinas acrílicas, de epóxi ou de poliuretano tem sido um recurso tradicional, assim como os inibidores de corrosão e os grautes, nas reconstituições de seções, nos casos de armaduras corroídas.

IBRACON – QUAL É SUA AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE DE OBRAS DE ARTE NO PAÍS? ESTE PARÂMETRO TEM SIDO CADA VEZ MAIS LEVADO EM CONTA NOS PROJETOS DESSAS OBRAS?

LUCIANO AFONSO BORGES – A durabilidade das obras de arte está diretamente ligada à qualidade do concreto. Quanto mais denso e com menor porosidade, maior sua resistência aos agentes agressivos do meio ambiente. A tecnologia do concreto está hoje muito avançada e se utilizam concretos de alta qualidade.

Os cuidados que precisam ser tomados estão nas fases executivas, que compreendem a eventual adição de água complementar, o lançamento, a vibração e a cura do concreto. Tomados os devidos cuidados nessas fases e atendidos os cobrimentos de Norma, não há razão para que não se obtenham obras duráveis.

IBRACON – COMO A EVOLUÇÃO DOS CONCRETOS PODERÁ, NA SUA VISÃO, MELHORAR O DESEMPENHO ESTRUTURAL E A DURABILIDADE DAS PONTES E VIADUTOS?

LUCIANO AFONSO BORGES – A evolução do concreto vem ampliando seu campo de aplicação continuamente. Lembro-me de um caso antigo de uma ponte de grande vão em estrutura metálica, da década de

“

TRANSIÇÕES E INTERFACES SÃO PONTOS POTENCIAIS DE PROBLEMAS, SE NÃO FOREM BEM EXECUTADAS

”

50 na Alemanha, que teve de ser duplicada na década de 70, e a segunda ponte construída na década de 70 foi idêntica à primeira, com a diferença de ser de concreto, evidenciando a enorme evolução do material. Esse processo continua com os concretos de alta resistência, cujas aplicações em pontes têm sido feitas em caráter experimental, com os devidos cuidados e respectivos acompanhamentos de desempenho. O avanço da tecnologia do material, se, por um lado, amplia sua aplicação, por outro lado, demanda um avanço equivalente dos seus aplicadores, no nosso caso, projetistas e construtores, na capacitação para aplicação do novo material com segurança e qualidade. Do meu ponto de vista, há necessidade de se melhorar a qualidade dos projetos de maneira geral, voltando-se a valorizar a engenharia de projetos, estrangulada por péssimos critérios de contratação e por clientes totalmente empobrecidos tecnicamente. Mas o setor de construção está hoje, a meu ver, em pior situação, sujeito de forma ainda mais severa aos preços mínimos, tendo, já há muitos anos, desmontado suas áreas técnicas e concentrado seus esforços nos seus gerentes de contratos e comerciais. Essa falta de engenheiros experientes de obra deixa a execução nas mãos dos encarregados, que, por melhor

que sejam, não conseguem atuar como a engenharia de obra. Como consequência, o risco de falhas aumenta significativamente. Talvez aqui caiba uma parceria do setor da construção com o de projeto para atenuar essa deficiência, da mesma maneira que já se tornou procedimento de rotina a contratação do Controle da Qualidade do Projeto (CQP) pela Construtora. Em síntese, quero dizer que a evolução do concreto certamente melhorará o desempenho estrutural e a durabilidade das pontes, porém é na qualidade da aplicação que se conseguirão os melhores ganhos.

IBRACON – A MAUBERTEC PARTICIPOU DO PROJETO E DA EXECUÇÃO DO TRECHO SUL E ESTÁ ENVOLVIDA NO TRECHO LESTE DO RODOANEL MARIO COVAS. O QUE PODE SER DITO SOBRE O PROJETO E A EXECUÇÃO DESSES TRECHOS QUANTO À QUALIDADE CONSTRUTIVA E QUANTO AO IMPACTO AMBIENTAL DA OBRA?

LUCIANO AFONSO BORGES – No trecho Leste só participamos do Projeto Básico, já que o Projeto Executivo foi transferido para a Concessionária. No momento, estamos participando do Trecho Norte.

A Dersa, no que se refere a projeto, é um cliente bastante exigente e extremamente preocupado com a qualidade das soluções e dos respectivos impactos sobre o meio ambiente.

No que tange à obra, os problemas de qualidade já foram abordados nas outras perguntas. O caráter geral dos comentários também se aplica ao Rodoanel.

IBRACON – QUAIS OS BENEFÍCIOS DA APLICAÇÃO DA TECNOLOGIA BIM ÀS OBRAS DE ARTE EM TERMOS DE PROJETO, CONSTRUÇÃO, OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO?

LUCIANO AFONSO BORGES – Na área de projetos há uma forte tendência do uso da modelagem da obra em 3D e, a partir do modelo, de se fazerem as análises estáticas e o dimensionamento. Essa tendência se verifica mais fortemente nos casos de obras mais complexas, em que a análise do comportamento da estrutura foge dos padrões de simulação mais tradicionais. Os benefícios da tecnologia se traduzem na análise mais acurada das solicitações às quais a estrutura estará submetida, com a possibilidade de caminhar ao longo da obra identificando eventuais incorreções nas formas ou interferências dos cabos com as formas, ou entre si. A modelagem permite uma análise visual e estética acurada da ponte, inclusive com a inserção do entorno, o que ajuda muito nas análises e aprovações ambientais, referentes ao impacto de vizinhança. A análise de alterações de projeto fica muito facilitada. Há duas obras em execução sobre o rio Pinheiros,



A MODELAGEM PERMITE UMA ANÁLISE VISUAL E ESTÉTICA ACURADA DA PONTE, INCLUSIVE COM A INSERÇÃO DO ENTORNO, O QUE AJUDA MUITO NAS ANÁLISES E APROVAÇÕES AMBIENTAIS, REFERENTES AO IMPACTO DE VIZINHANÇA



“

DENTRO EM BREVE TODOS OS NOVOS EMPREENDIMENTOS ESTARÃO SENDO DESENVOLVIDOS EM 3D COM A TECNOLOGIA BIM E GERENCIADOS NO SEU CICLO DE VIDA POR UM SISTEMA COM CARACTERÍSTICAS ANÁLOGAS ÀS DO MAUBERMAN ”

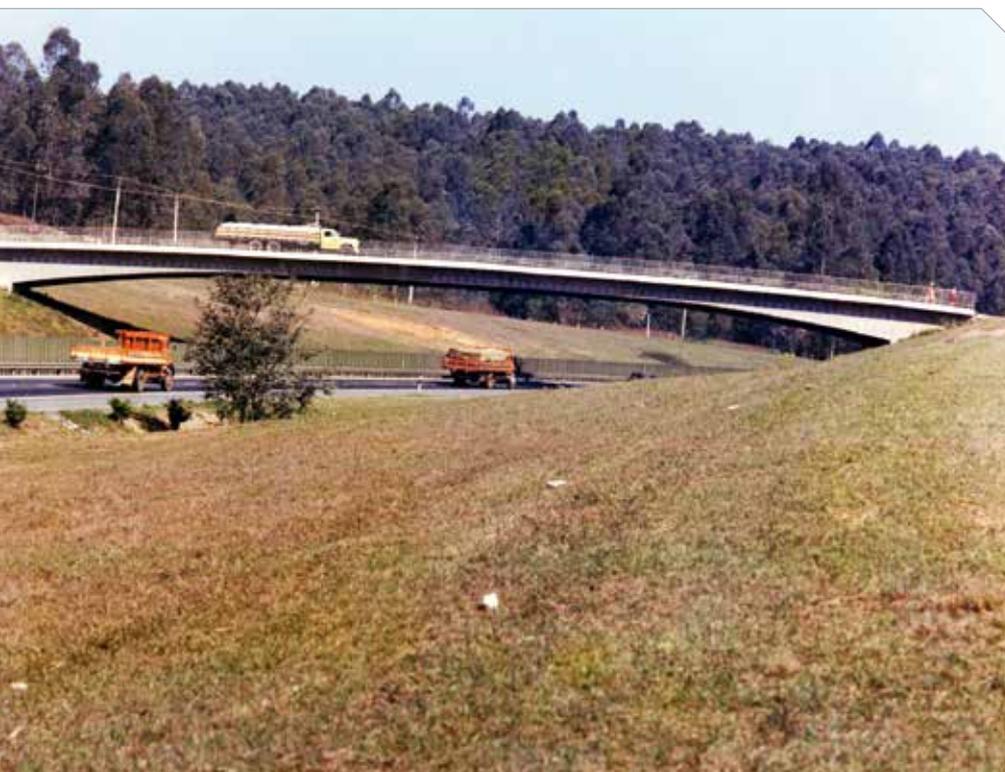
”

cujo cliente final é a Prefeitura de São Paulo, através da SPObras. São obras de geometria bastante curva e configuração complexa, que foram totalmente modeladas para as análises estáticas e para o dimensionamento, e também para subsidiar as aprovações ambientais. No que tange à construção, as vantagens se traduzem na facilidade de se fazer o planejamento da obra e a simulação virtual da construção para várias alternativas, e o acompanhamento da execução sobre o modelo 3D. Como todas as informações de projeto e da execução estão associadas aos componentes da obra com total rastreabilidade,

as atividades de operação e manutenção terão todas as condições extremamente facilitadas, para a aplicação de suas políticas, utilizando, em continuidade, o mesmo “software”, apenas agregando mais informações relativas às suas atuações. Dentro em breve todos os novos empreendimentos estarão sendo desenvolvidos em 3D com a tecnologia BIM e gerenciados no seu Ciclo de Vida por um sistema com características análogas às do Mauberman, numa sequência em que o proprietário, antes de iniciar seu empreendimento, escolherá o sistema que fará a gestão do Empreendimento, o qual será disponibilizado para

os seus contratados ou para a gerenciadora, para que realizem a alimentação dos dados e das informações nas diferentes fases. Nestas condições, o proprietário poderá acompanhar no modelo 3D todas as fases da obra, a partir do planejamento da construção, até as fases de manutenção e operação, virtualmente. Os benefícios dessa tecnologia são imensos e podemos citar alguns deles, além dos já mencionados:

- ▶ A representação, a simulação e a visualização em 3D facilitam a compreensão e a interlocução entre os intervenientes nas diferentes fases do empreendimento, agilizando os processos de decisão, evitando equívocos, além de permitir a fácil identificação de conflitos físicos entre os componentes;
- ▶ A alimentação do sistema de gestão escolhido, a partir do início do empreendimento, garantirá a rastreabilidade e a integralidade de dados e informações de todos os ativos sem custos adicionais, já que está incorporada ao processo; não há interfaces;
- ▶ Disponibilidade imediata da história de vida do ativo a um simples “click” sobre o ativo no modelo 3D;
- ▶ Planejamento, programação e controle de custos das Ordens de Serviço (OS) facilitados, e com visualização espacial nos diversos ambientes;



CRÉDITO: CONSTRUTORA AZEVEDO E TRAVASSOS

Viaduto km 32 da Rodovia Anhanguera

“

SINTO QUE O PAÍS CARECE DE UM PLANEJAMENTO ESTRATÉGICO, VOLTADO PARA O FORTALECIMENTO DA ENGENHARIA E DE SEUS ATORES, NO QUAL AS ENTIDADES TÉCNICAS PODERIAM DESEMPENHAR PAPEL RELEVANTE

”

- ▶ Com a aplicação do conceito da Gestão Integral, melhoria na disponibilidade e na confiabilidade;
- ▶ Redução dos custos de manutenção;
- ▶ Possibilidade permanente de melhora contínua a partir dos históricos facilmente disponíveis.

IBRACON – QUAL É SUA AVALIAÇÃO DO PAPEL DE ENTIDADES TÉCNICAS PARA O SETOR NACIONAL DA CONSTRUÇÃO?

LUCIANO AFONSO BORGES – As entidades técnicas são importantes

agentes no desenvolvimento do setor nacional da construção. Sinto que o país carece de um planejamento estratégico de curto, médio e longo prazo, voltado para o fortalecimento da engenharia e de seus atores, com metas de capacitação, melhoria de desempenho, avanço tecnológico, introdução de tecnologias novas e de pesquisa, no qual as entidades técnicas poderiam desempenhar papel relevante. Nesse contexto, a proposta do ATE se insere como agente estimulador da melhoria

contínua dos empreendimentos, da engenharia e do desenvolvimento tecnológico do setor nacional da construção. Para isso é fundamental que haja um governo que compreenda o valor e a necessidade dessas ações.

IBRACON – O QUE GOSTA DE FAZER EM SEU TEMPO LIVRE?

LUCIANO AFONSO BORGES – No meu tempo livre gosto de ler periódicos, livros técnicos e livros voltados ao desenvolvimento humano. 📖

Para construir seus projetos mais importantes, conte com a força do vergalhão Gerdau GG 50.
A força da transformação.

Ogilvy



O aço da Gerdau tem a força da transformação.

A qualidade da sua obra começa pela estrutura. Por isso, conte com a força do vergalhão Gerdau GG 50. Com ele, você tem a resistência que sua construção precisa, além de toda a confiança de uma marca que você já conhece. **Vergalhão é Gerdau GG 50.**



Baixe o aplicativo Gerdau Produtos e conheça nosso catálogo completo.

GO GERDAU

www.gerdau.com/br

[/gerdau](https://www.instagram.com/gerdau) [/gerdausa](https://www.facebook.com/gerdausa)



BANCO DE IMAGENS DO IBRACON. FOTOGRAFIA: MARCO PIMENTEL

Mesa da Solenidade de Abertura do 57º CBC, composta por: Roger Benites (Senai MS), Augusto Carlos Pedreira de Freitas (presidente da Abece), Sandra Bertocini (IBRACON), Josmail Rodrigues (vice-prefeito de Bonito), Tulio Bittencourt (presidente do IBRACON), Luiz Prado (IBRACON), João Onofre Pereira Pinto (UFMS) e Dirson Artur Freitag (Presidente Crea-MS)

Congresso discute o futuro do concreto para a sustentabilidade

A cadeia produtiva do concreto reuniu-se na encantadora cidade de Bonito, de 27 a 30 de outubro, para conhecer e debater as pesquisas, as tecnologias, os sistemas construtivos e as inovações relacionados com o concreto no

57º Congresso Brasileiro do Concreto.

Realizado pelo Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), o evento técnico-científico trouxe para o estado de Mato Grosso do Sul 708 pesquisadores, profissionais, empresários e estudantes, vindos de todas as regiões do Brasil e do

exterior e inscritos no Congresso, além de pelo menos outros 200 acompanhantes e colaboradores.

“Sempre quis trazer o Congresso Brasileiro do Concreto para o estado de Mato Grosso do Sul pelo simples motivo de motivar as pessoas para o

conhecimento”, externou a diretora regional do IBRACON na solenidade de abertura do 57° CBC, Profa. Sandra Regina Bertocini. Na ocasião, que contou com a presença do vice-prefeito de Bonito, Josmail Rodrigues, do presidente da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (Abece), Eng. Augusto Carlos Pedreira de Freitas, do presidente do Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do estado (CREA-MS), Eng. Dirson Artur Freitag, do presidente da Fundação de Apoio ao Desenvolvimento do Ensino, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso do Sul (Fundect), Prof. Marcelo Augusto Santos Turine, e do diretor da Faculdade de Engenharias, Arquitetura e Urbanismo e Geografia da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (UFMS), Prof. João Onofre Pereira Pinto, foram homenageados os profissionais de destaque do ano e as melhores dissertações de mestrado no campo da pesquisa sobre o concreto (veja matéria nesta edição). “Agradeço o IBRACON por honrar-me com o Prêmio Oscar Niemeyer Soares Filho. Compartilho este prêmio com amigos e engenheiros colaboradores por tornar a criação da Arquitetura e do Urbanismo com a Engenharia, indivisível”, foi a dedicatória feita pelo arquiteto premiado Nadir Mezerani quando da entrega de seu Prêmio.

PROGRAMAÇÃO TÉCNICO-CIENTÍFICA VARIADA

Nesta edição do evento, que é realizado anualmente, houve a apresentação de 623 trabalhos nas sessões científicas, distribuídos entre os temas gestão e normalização (18), materiais e propriedades (259), projetos de estruturas (59), métodos construtivos (19), análise estrutural (94), materiais e produtos específicos (38), sis-

temas construtivos específicos (15) e sustentabilidade (72), e entre os simpósios de Estrutura de Fundações (19), Durabilidade das Estruturas de Concreto (13) e Modelagem Computacional do Concreto (17).

“A estrutura de fundações é um assunto de fronteira, que envolve a análise estrutural e a análise geotécnica concomitantemente. Por sua interdisciplinaridade é tema muito difícil de ser implementado nos cursos de graduação das faculdades de engenharia do país. Razão pela qual optamos por trazê-lo para ser debatido em eventos técnicos, primeiramente num evento da Universidade Católica de Recife e, agora, no Congresso Brasileiro do Concreto”, justificou o coordenador do Simpósio de Estruturas de Fundações, Prof. Romilde Almeida, para completar: “por ser um assunto de fronteira, ele acaba por agregar nas discussões engenheiros e geotécnicos, contribuindo, assim, para estreitar relacionamentos entre as entidades do setor construtivo, uma das metas da gestão do presidente do IBRACON, Prof.

Tulio Bittencourt”. Os assuntos destacados por ele no Simpósio foram os problemas relacionados com os blocos de coramento, com estacas metálicas e com as obras de contenção, que, na sua opinião, tiveram um bom grau de compreensão da relação entre o solo e a estrutura. O Simpósio teve o apoio institucional da Associação Brasileira de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (Capes) e do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

Por sua vez, outros 20 trabalhos técnico-científicos foram debatidos na 3ª Conferência Internacional em Melhores Práticas para Pavimentos de Concreto, evento realizado paralelamente ao 57° CBC. A 3ª Conferência teve como foco os desafios para o futuro dos pavimentos de concreto sustentáveis, trazendo para discussão como sua aplicação pode reduzir as ilhas de calor nos grandes centros urbanos, contribuir para a captura de gás



Congressistas prestigiaram os trabalhos técnico-científicos apresentados nas sessões pôsteres



Palestrantes Lars Kraft, Anne Beeldens, Lev Khazanovich e Luc Rens debateram com público presente numa das sessões da Conferência Internacional em Melhores Práticas para Pavimentos de Concreto

carbônico, minimizar o ruído proveniente do tráfego de veículos, proporcionar o armazenamento e reutilização de água da chuva e ser totalmente reciclável, entre outros temas. Dois tipos de pavimentos de concreto foram destaque na Conferência: os pavimentos permeáveis (drenantes) e os pavimentos continuamente armados. “A aplicação de pavimentos permeáveis e de pavimentos continuamente armados não é ainda usual no Brasil. Por isso, é tão importante a conscientização dos órgãos reguladores e da comunidade em geral sobre suas vantagens a curto e longo prazo. Este papel foi cumprido pela Conferência, que trouxe palestrantes com larga experiência em pavimentos de concreto convencionais, permeáveis e continuamente armados”, esclareceu uma das coordenadoras da Conferência, a pesquisadora Andrea Severi, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, que realizou o evento conjuntamente com o IBRACON. A Conferência teve o apoio institucional

da Capes e do CNPq e contou com a colaboração da *European Concrete Paving Association* (Eupave) e da *Federal Aviation Administration* (FAA).

“Fiquei impressionada com os bons trabalhos de pesquisas apresentados

pelos escolas técnicas, faculdades e universidade. É importante que esses resultados e essas ideias vindas dos institutos de pesquisa e universidades cheguem aos profissionais envolvidos diretamente com o projeto, a especificação e construção das estruturas de concreto”, avaliou Jussara Tanesi, palestrante no evento. “Além disso, vi que o congresso congrega os estudantes, sendo um importante meio para preparação das novas gerações para o conceito de sustentabilidade e para fomentar seu interesse pela pesquisa”, completou.

Primando pela bandeira do evento – O futuro do concreto para a sustentabilidade nas construções – tanto a Conferência Internacional quanto os Simpósios Temáticos convidaram palestrantes que têm desenvolvido pesquisas de ponta sobre a sustentabilidade do concreto, destacando-se:

▶ Anne Beeldens, pesquisadora da *Belgium Road Research Centre* e professora da KULeuven, na Bélgica-



A Profª Carmen Andrade questionando o Prof. Lambert Houben (no detalhe) sobre item de sua palestra nas Conferências Plenárias

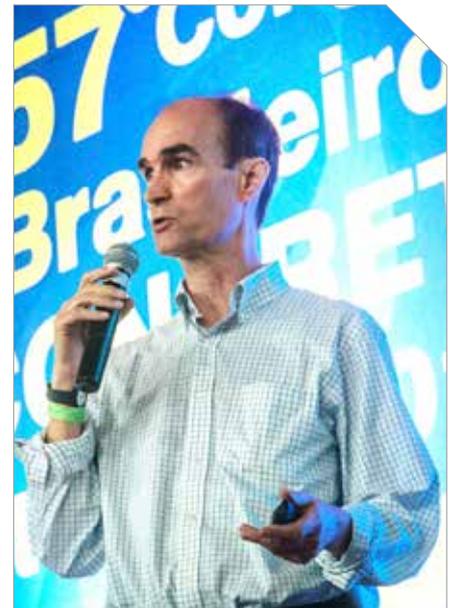
ca, mostrou como a legislação pode favorecer a aplicação e disseminação de pavimentos permeáveis de concreto, um dos temas de destaque na programação;

- ▶ Carmen Andrade, pesquisadora do reconhecido Instituto de Ciências da Construção “Eduardo Torroja”, da Espanha, abordou a previsão da vida útil das estruturas de concreto com base em modelos teóricos-matemáticos centrados nos estudos de corrosão das armaduras (veja matéria nesta edição);
 - ▶ Luc Rens, diretor executivo da Associação Europeia de Pavimentos de Concreto (Eupave) e consultor em pavimentos de concreto na Federação Belga da Indústria de Cimento (Febelcem), apontou como as políticas de sustentabilidade na Europa constituem desafios e ao mesmo tempo oportunidades para os pavimentos de concreto;
 - ▶ Mang Tia, professor da Universidade da Flórida, nos Estados Unidos, abordou como garantir uma vida útil longa aos pavimentos de concreto, tornando-os soluções sustentáveis no setor construtivo;
 - ▶ Odd Gjør, professor da Universidade Norueguesa de Ciência e Tecnologia, expôs os requisitos de projeto para durabilidade e os métodos de certificação da qualidade das estruturas de concreto em ambientes de severa agressividade (veja matéria nesta edição).
- “A busca pela maior durabilidade é um objetivo de toda cadeia da construção porque se entendeu que ela pode contribuir efetivamente para a sustentabilidade. Se dobrarmos a durabilidade das obras, seu impacto no meio ambiente

será proporcionalmente menor”, comentou o coordenador do II Simpósio de Durabilidade das Estruturas de Concreto, Prof. Enio Pazini.

Outros temas de relevo em termos de pesquisa, desenvolvimento e inovação relacionados ao concreto foram apresentados nas conferências plenárias:

- ▶ Jussara Tanesi, representando o *American Concrete Institute (ACI)* e pesquisadora no *Turner-Fairbank Highway Research Center*, nos Estados Unidos, discorreu se já chegamos à sustentabilidade da infraestrutura de concreto (veja matéria);
- ▶ Liv Haselbach, professora da *Washington State University*, dos Estados Unidos, mostrou seu entusiasmo em relação aos pavimentos permeáveis de concreto (veja matéria);
- ▶ Lambert Houben, professor da *Delft University of Technology*, na Holanda, apresentou algumas das práticas inovadoras em tecnologia do concreto (veja matéria);
- ▶ Javier Oliver, pesquisador no *International Center for Numerical Methods in Engineering (Cimne)* e professor na Universidade Técnica da Catalunha, na Espanha, expôs as tendências passadas, presentes e futuras na modelagem computacional da fissuração no concreto;
- ▶ Gianluca Cusatis, professor na *Northwestern University*, nos Estados Unidos, tratou da modelagem do envelhecimento e deterioração das estruturas de concreto;
- ▶ John Bolander, professor da *University of California*, em Davis, nos Estados Unidos, abordou a modelagem dos compósitos cimentícios reforçados com fibras.



Prof. John Bolander em sua apresentação no evento

Oliver, Cusatis e Bolander integraram também o Simpósio sobre Modelagem Computacional do Concreto e das Estruturas de Concreto (veja matéria), como palestrantes convidados, que teve o objetivo de discutir as novas técnicas numéricas e as abordagens mecânicas para modelagem do comportamento do concreto e das estruturas de concreto, tendo em vista os novos materiais associados ao concreto (fibras metálicas, fibras de polipropileno, aditivos e adições etc.) e a maior complexidade das estruturas de concreto (em termos de concepções estruturais possibilitadas pelo uso dos computadores).

ATIVIDADES DE DIVULGAÇÃO E RELACIONAMENTO

Por ser um evento que reúne a cada ano os profissionais da cadeia da construção de todo o país e do exterior, as edições do Congresso Brasileiro do Concreto são a oportunidade para amigos

Pavimentos drenantes de concreto como soluções para problemas ambientais urbanos

Os efeitos da impermeabilização dos solos nos centros urbanos, como as 'ilhas de calor' e as inundações, são problemas ambientais que poderão, no futuro, ser contidos ou solucionados pelos pavimentos drenantes. Uma das soluções mais promissoras neste campo são os pavimentos feitos com concreto permeável, por possibilitar a infiltração das águas das chuvas, diminuindo seu fluxo superficial.

Liv Haselbach, professora do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual de Washington, nos Estados Unidos,

apresentou aos congressistas do 57º Congresso Brasileiro do Concreto as características de projeto, execução e manutenção desses pavimentos drenantes de concreto.

Abordando os pavimentos drenantes de concreto como um sistema, Haselbach os caracterizou como possuindo uma superfície permeável, um reservatório subterrâneo para armazenagem da água e filtros para remoção de poluentes. Em relação ao projeto desses pavimentos, o primeiro parâmetro a ser considerado em seu dimensionamento diz respeito à espessura da camada de base granular sobre a qual se as-

sentará o revestimento em concreto permeável. Esse dimensionamento deve considerar as cargas as quais a estrutura estará submetida, as características de suporte do subleito e também o volume de água previsto para armazenamento e, no caso dos países de clima temperado, como os Estados Unidos, a resistência ao gelo e degelo requerida do sistema. Para o caso desses pavimentos serem construídos em declives acentuados, devem ser previstas barreiras impermeáveis na base granular, no sentido de conter a rapidez do fluxo de água, evitando o transbordamento.

O que caracteriza a permeabilidade do concreto do pavimento é sua dosagem. São usados agregados graúdos, materiais cimentícios, aditivos e água na fabricação desse concreto drenante. Não é usada areia de qualquer tipo. Para que a argamassa envolva os agregados de tal modo que fique aderida a eles quando da mistura e lançamento do concreto, deve haver um rigoroso controle da relação água/cimento da mistura. Com essa composição e cuidado, o resultado será um concreto com zonas de transição em sua superfície, com poros e macroporos interco-



Profª Liv Haselbach em sua apresentação nas Conferências Plenárias do 57º CBC

nectados permitindo a percolação da água. Segundo a pesquisadora, os concretos drenantes têm se caracterizado por uma porosidade que varia de 13% a 40%, sendo recomendável que fiquem entre 20% a 25%, e por uma resistência à compressão que vai de 7 a 20 Mpa.

A sequência executiva do revestimento em concreto permeável é: lançamento de toda a espessura em uma única camada, evitando que fique compactado no meio, caso fosse lançado em duas etapas; compactação com rolos lisos não vibratórios para dar o acabamento superficial; e cura úmida com manta para evitar a perda excessiva de água durante sete dias.

Com relação à sua manutenção, devem ser tomadas algumas medidas preventivas, tais como:

- ▶ Durante sua construção, sua proteção contra os sedimentos soltos da obra;
- ▶ Durante seu uso, sua proteção contra poeira, neve, folhas e lixo acumulados.

Para isso, uma solução é o emprego de jatos de água pressurizadas, que possibilitam a remoção da sujeira que bloqueia os dutos interconectados do concreto que levam a água para o reservatório.

Por fim, Haselbach expôs uma pesquisa realizada por ela, conjuntamente com alguns pesquisadores da Universidade Federal do Rio Grande

do Sul (UFRGS), na qual foram avaliadas as propriedades de um concreto drenante composto com agregado basáltico local, caracterizado por possuir uma grande quantidade de finos e por ter a forma lamelar, que, em princípio, poderiam impedir a porosidade no concreto. Foram preparados corpos de prova cilíndricos e na forma de blocos, e realizados os testes de infiltração (ISO 17785-1 em preparação) e de avaliação do conteúdo de vazios no concreto drenante endurecido (ASTM C1754). Os resultados apresentados foram considerados pela pesquisadora como bons indicadores do desempenho do concreto drenante feito com componentes locais.

Durabilidade do Concreto

Bases científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente



Ed. JEAN-PIERRE OLLIVIER e ANGÉLIQUE VICHOT

Editores da tradução: Oswaldo CASCUDO e Helena CARASEK

LIVRO

DURABILIDADE DO CONCRETO

- **Editores** Jean-Pierre Ollivier e Angélique Vichot
- **Editora francesa** Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées - França
- **Coordenadores da edição em português** Oswaldo Cascudo e Helena Carasek (UFG)
- **Editora brasileira** IBRACON

Esforço conjunto de 30 autores franceses, coordenados pelos professores Jean-Pierre Ollivier e Angélique Vichot, o livro "Durabilidade do Concreto: bases científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente" condensa um vasto conteúdo que reúne, de forma atualizada, o conhecimento e a experiência de parte importante de membros da comunidade científica europeia que trabalha com o tema da durabilidade do concreto.

A edição brasileira da obra foi enriquecida com o trabalho de tradução para a língua portuguesa e sua adaptação à realidade técnica e profissional nacional.

→ **Informações:** www.ibracon.org.br

Práticas inovadoras na Europa relacionadas à tecnologia do concreto

O pesquisador Lambert Houben, da Universidade de Tecnologia de Delft, na Holanda, trouxe para os congressistas do 57º Congresso Brasileiro do Concreto as pesquisas que vêm sendo feitas no Laboratório de Micromecânica (Micro-lab) daquela universidade, chefiada por seu colega, Prof. Erik Schlangen.

O Micro-lab tem concentrado seus testes na fratura do concreto em diversas escalas, em nível macroscópico e microscópico. Para entender o comportamento da fratura do concreto e, principalmente, para estudar meios para controlá-la, o Laboratório tem realizado testes em diversos tipos de concreto, sendo o concreto dúctil reforçado com fibras um deles. As fibras, de variados tamanhos, formas e composições são adicionadas ao concreto para principalmente reduzir a largura das fissuras no material, mas também para aumentar sua resistência e a energia necessária para a fratura. Enquanto as microfibras são usadas para impedir as microfissuras, mas fibras são aplicadas para prevenir que as fissuras continuem se alargando. Os estudos têm mostrado que as fibras aumentam a capacidade de impacto do material, sua resistência à fratura, sua ductilidade e sua durabilidade, esta justamente em razão de



Prof. Lambert Houben em sua palestra no 57º CBC

impedir fissuras e diminuir as microfissuras. Em um dos testes realizados no Micro-lab, foi avaliado o comportamento estrutural de uma pasta de cimento dosada com diferentes percentagens de nanotubos de carbono (CNT) em relação à massa. Os resultados mostram

um incremento significativo da carga necessária para a fratura da pasta (Figura 1).

O maior problema no uso de fibras nos materiais cimentícios tem sido obter uma distribuição uniforme e homogênea das fibras no material com o

aumento de sua taxa de incorporação. O uso de microscopia tem revelado a formação de aglomerados de fibras nas diferentes escalas consideradas. Outro problema é o alto custo das fibras de vidro, carbono, metálicas e poliméricas, que, para o pesquisador, pode ser contornado com o uso de fibras naturais, como as fibras de bambu, coco, madeira, bagaço de cana e sisal, que tem apresentando boas propriedades mecânicas nos testes realizados.

Recentemente as fibras têm sido usadas no desenvolvimento de compósitos cimentícios com altíssima resistência à tensão ('strain hardening cementitious composites', na denominação em inglês). Por suas excelentes propriedades de flexibilidade, ductilidade, de controle da largura das fissuras e de maior proteção das armaduras, esses compósitos têm sido usados principalmente como materiais de reparos, em fissuras de barragens ou em juntas de pontes, por exemplo.

Houben apresentou outros materiais construtivos com enorme potencial de aplicação no futuro por suas propriedades e desempenho quanto à durabilidade e sustentabilidade, enquadrados como compósitos cimentícios engenheirados (ECC):

- ▶ Concreto geopolímero: concreto que não usa cimento portland, substituindo-o por aglomerantes ricos em sílica e alumina, como cinzas volantes e metacaulim – este tipo de material foi usado no Aeroporto de Brisbane e na construção do prédio do Instituto Global de Mudança, na Austrália;
- ▶ Microconcreto autolimpante: usando em sua formulação partículas

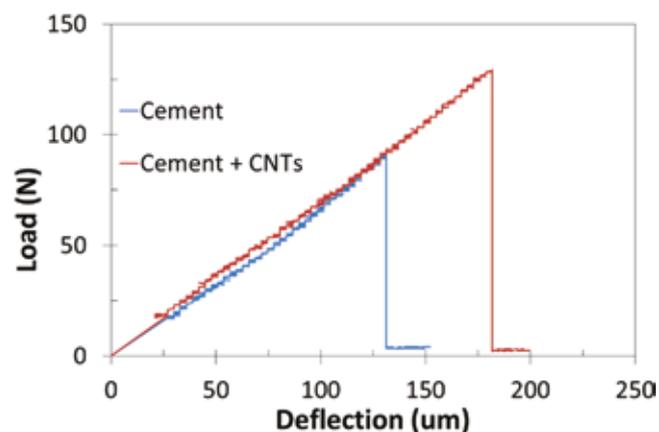
de dióxido de titânio, que, além de acelerar as reações de hidratação do cimento, melhorar a resistência à compressão e a resistência à abrasão, contribuem, por meio de reações químicas com o gás carbônico da atmosfera, na presença de luz solar, para sua redução, ao mesmo tempo que, como produtos da reação, fazem a limpeza da sujeira e dos contaminantes depositados sobre o concreto – o exemplo mais famoso é a Igreja "Dives in Misericórdia", em Roma;

- ▶ Concreto de pós-reativos: evolução do concreto de alto desempenho, este concreto possui uma dosagem (agregados com dimensão máxima de 3 mm, densidade de empacotamento otimizada, baixa relação água/materiais cimentícios) que possibilita uma alta homogeneidade do compósito e, consequentemente, maior resistência mecânica e maior durabilidade – foi usado no Parque Oceanográfico de Valência, na Espanha, na ponte estaiada so-

bre o Rio Elbe, na República Tcheca, e no Estádio Jean Bouin, na França, entre outros locais;

- ▶ Concreto autocicatrizante: concreto que, usando variadas metodologias (como bactérias encapsuladas na matriz cimentícia que, na presença de água, se multiplicam e produzem minerais, que promovem a cicatrização das fissuras), consegue reparar as fissuras ocorridas em seu interior (fissuras menores do que 0,2 mm) e, com isso, previne o ingresso de agentes agressivos e água, e impede o vazamento em estruturas como túneis e tanques de armazenamento (testes são realizados para medir a queda no fluxo de água através das estruturas de retenção de concreto).

O pesquisador concluiu sua apresentação expondo os motivos para a baixa aplicação atual dos compósitos cimentícios engenheirados: altos custos, ausência de normas e pouca experiência para seu uso, altos riscos envolvidos e baixa disponibilidade. ◀



▶ **Figura 1**
Relação Carga x Deflexão



Congressistas visitaram estandes na XI Feira Brasileira das Construções em Concreto

se reencontrarem e para os profissionais trocarem ideias e experiências, em especial vale destacar a interação entre nova geração de futuros engenheiros civis e os veteranos na área de Engenharia e Arquitetura, como o Eng. Augusto Carlos de Vasconcelos, “autoridade máxima brasileira sobre o concreto”, nas palavras do presidente do IBRACON, Prof. Tulio Bittencourt, na solenidade de abertura, e reconhecido por seus projetos, lições e livros

sobre o concreto, e o Arq. Ruy Ohtake, que dispensa apresentações, por conciliar arquitetonicamente a estética ousada e o concreto em suas obras. Vasconcelos e Ohtake participaram ativamente do 57º Congresso Brasileiro do Concreto, assistindo palestras, orientando os estudantes nos Concursos Técnicos do IBRACON e interagindo com os profissionais na XI Feira Brasileira das Construções em Concreto (Feibracon) e nos coquetéis e jantares oferecidos durante o evento.

A XI Feibracon contou com 24 em-

presas e entidades patrocinadoras e expositoras, trazendo as novidades em termos de produtos e serviços para o setor construtivo brasileiro, estreitando relacionamentos com seus clientes e com os profissionais do setor vindo de todas as regiões do país, e marcando presença com sua marca frente aos futuros profissionais, estudantes de engenharia civil, arquitetura e tecnologia. As empresas patrocinadoras puderam ainda apresentar seus trabalhos técnico-comerciais no Seminário de Novas Tecnologias, espaço



Eng^a Luana Sheifer, da Votorantim Cimentos, em sua apresentação no Seminário de Novas Tecnologias



Competidores nos Concursos Estudantis posando para foto com o Prof. Augusto Carlos Vasconcelos (centro, embaixo, com braço levantado)

destinado à divulgação técnica de seus produtos e serviços. “Os empresários que investem e apoiam hoje as atividades dos Congressos do IBRACON serão recompensados a médio e longo prazo, pois sua mensagem institucional e seu nome ficarão gravados naqueles que constituem os chamados formadores de opinião”, comentou o diretor de publicações e divulgações técnicas do IBRACON, Prof. Paulo Helene.

Os concursos técnicos realizados nesta edição do Congresso foram o 22º Aparato de Proteção do Ovo (APO), o 12º Concrebol, o 8º Ousadia e o 2º Concreto Colorido de Alta Resistência (Co-car). As competições aconteceram na Arena do Concreto, patrocinada pelas empresas Cimento Nacional e Viapol, com seus equipamentos cedidos pela empresa Instron/Emic. A premiação das equipes vencedoras aconteceu no Jantar de confraternização (veja matéria). O projeto vencedor do Concurso Ousadia (veja artigo nesta edição), que desafiou os estudantes de engenharia civil e arquitetura a projetar um Portal de Entrada para a cidade de Bonito, pode ser viabilizado pela Prefeitura segundo o vice-prefeito, Josmail Rodrigues. Por isso, nas palavras da diretora regional, Sandra Bertocini, “este pode ser o maior legado deixado pelo 57º Congresso Brasileiro do Concreto para a região”.

Foram também realizados durante o evento:

- ▶ Cursos de atualização profissional do Programa Master PEC (Mestre em Produção de Estruturas de Concreto), programa de disciplinas do IBRACON que visa a difusão do conhecimento em projeto, materiais, controle tecnológico, produção, ins-



Congressista consultando o Prof. Odd Gjorv no lançamento de seu livro no Congresso

peção, diagnóstico, proteção e reabilitação de estruturas de concreto; Estruturas pré-fabricadas de concreto; Projeto de lajes em concreto armado e protendido; e Estado da Arte em corrosão de armaduras (curso conjunto com a RILEM).

- ▶ Lançamentos de livros técnicos: *ABNT NBR 6118 Comentários e Exemplos de Aplicação; Prática Recomendada IBRACON Concreto Autoadensável; Sistemas de Fôrmas para Edifícios e Projeto de Durabilidade de Estruturas de Concreto em Ambientes de Severa Agressividade;*
- ▶ Visita técnica à fábrica de cimento da Inter cement em Bodoquena, cidade próxima à Bonito;
- ▶ Assembleia Geral dos associados do IBRACON, onde foi comunicado e aprovado os trabalhos da apuração de votos para o Conselho Diretor do Instituto para a gestão 2015-2017 (veja matéria).

“A presença dos renomados pesquisadores Odd Gjorv e Carmen Andrade, cujas conferências fizeram as salas transbordar de congressistas, reforçou a importância desse Congresso que reuniu importantes pesquisadores e profissionais do setor construtivo, brasileiros e estrangeiros. Além disso, a Arena dos Concursos pode contar com as presenças de celebridades do setor, como o Arq. Ruy Ohtake, que agradeceu os alunos com palavras de ânimo e incentivo, parabenizando o IBRACON pela iniciativa no desenvolvimento de concursos estudantis. Ressalta-se o sucesso do primeiro jantar destinado a engenheiros, onde ocorreu também a festa de aniversário e a homenagem aos 93 anos do nosso querido guru Prof. Augusto Carlos de Vasconcelos, um verdadeiro exemplo de vigor, determinação, entusiasmo e competência”, avaliou a Coordenadora de Atividades Estudantis, Jéssika Pacheco, da PhD Engenharia.

Infraestrutura sustentável de concreto: chegamos lá?

O 57º Congresso Brasileiro do Concreto, realizado em Bonito, de 27 a 30 de outubro, empunhou a bandeira do futuro do concreto para a sustentabilidade nas construções. Abrindo as conferências plenárias, verdadeiras aulas-magnas com pesquisadores de importantes institutos e centros de pesquisa no mundo, Jussara Tanesi, pesquisadora e gerente de projetos no Turner-Fairbank Highway Research Center (TFHRC), centro nacional de pesquisa do governo dos Estados Unidos, que assessora a Agência dos Transportes daquele país (Federal Highway Administration), apresentou uma visão geral das iniciativas sustentáveis do ACI (*American Concrete Institute*) e de outras instituições americanas nos últimos anos. Além disso, ela apontou as duas vias principais pelas quais a sustentabilidade vem sendo buscada nas pesquisas do TFHRC: pela diminuição do conteúdo de cimento Portland (ou melhor, do clínker) no concreto e pelo aumento da durabilidade das estruturas de concreto.

A diminuição do consumo de clínker no concreto é alcançada pela substituição do cimento por cinzas volantes, subprodutos da queima do carvão mineral nas indústrias termelétricas. Com a substituição, aproveita-se um subproduto de uma indústria, que de outra forma, seria lançado na atmosfera na forma de partículas poluidoras, e usa-



Pesquisadora Jussara Tanesi durante sua apresentação

-se menos clínker, produto que em sua produção mundial tem sido responsável por quase 6% das emissões de gás carbônico, principal gás responsável pelo efeito estufa e pelas mudanças climáticas. No entanto, como destacou a pesquisadora, o uso de cinza volante no concreto tem como efeitos colaterais: o retardamento de sua pega, atrasando o acabamento das peças e corte das juntas no caso de pavimentos; resistências menores a baixas idades, que atrasa a desforma das peças e o cronograma de construção; e a maior sensibilidade do concreto às condições ambientais, o que requer maiores cuidados após o lançamento do concreto, como, por exemplo, uma cura mais prolongada (em média, de 14 dias).

Segundo Tanesi, esses efeitos acabam por levar a um uso ainda limitado desses concretos com mistura binária (cimento + cinza volante).

Para contornar os problemas apontados, o TFHRC tem realizado pesquisas tanto na parte de metodologia de ensaios como na de ferramentas de pré-qualificação de misturas e para a detecção de possíveis problemas, avaliação das propriedades a baixas idades e dos fatores que influenciam o comportamento de misturas com altos teores de cinza volante. Entre essas metodologias incluem-se ensaios de calorimetria isotérmica, de reologia, de pega e resistência à compressão de pastas, argamassas e concretos. Além disso, TFHRC tem pesquisado o com-

portamento de misturas com altos teores de cinza volante, onde 40% e 60% do volume do cimento Portland é substituído por cinza volante ou por cinza volante em conjunto com outros materiais, tais como o filer calcário (material fino com tamanho médio de 0,7 µm e resultante da moagem de calcário) ou as nanopartículas (partículas menores que 100 nm, que incluem silicatos, aluminossilicatos ou C-S-H).

Os resultados das pesquisas indicam que com o uso de 10 a 15% (em volume) de filer calcário e a diminuição da relação água/materiais cimentícios (em comparação com as mistura simples), podem ser obtidos resistências iniciais e aos 28 dias e tempos de pega satisfatórios. Nos casos de substituição de 60% do volume do cimento Portland, observa-se que também é necessária a substituição do cimento Portland por cimento de alta resistência inicial para que se atinja uma resistência a 1 dia aceitável. O filer calcário, além de fornecer superfícies adicionais para a precipitação de produtos de hidratação, reduz a porosidade capilar, refinando os poros, e reduz a condutividade da água dos poros, aumentando significativamente a resistividade das misturas.

Nas pesquisas com nanopartículas, a cinza volante é substituída por 1% de nanosilica, ou de nanobohemita, ou de nanoaluminossilicatos, ou 3% de nanosilica, ou 1.5 e 3% de C-S-H. Os resultados quanto à pega foram bastante dispersos, dependendo do tipo de nanopartícula e de cinza volante usadas: em alguns casos havendo aceleração de pega e, em outros, retardando ainda mais a pega do concreto. Com relação aos resultados

dos ensaios de resistência à compressão das misturas com nanopartículas, não há melhoria significativa da resistência a 1 dia quando comparada à mistura binária (cimento Portland e cinza volante) e, em alguns casos, há uma piora da resistência aos 28 dias.

“Quando trabalhamos com concretos que possuem pouco ou nenhum cimento Portland, o comportamento do material pode não ser o tradicionalmente esperado. Neste caso, será preciso aplicar novos ensaios para sua caracterização e para a previsão de seu comportamento ao longo do tempo”, concluiu Tanesi.

Com relação às pesquisas que visam aumentar a durabilidade do concreto, o TFHRC tem estudado desde 2002 o concreto de ultra-alto desempenho (ou concreto de pó reativo), concretos compostos por altos teores de materiais cimentícios e por baixas relações água/materiais cimentícios, que, por seus excelentes resultados em termos de desempenho e durabilidade, têm sido usados em obras, principalmente em conexões de elementos pré-moldados em pontes.

A caracterização mecânica, estrutural e de durabilidade do concreto de ultra-alto desempenho tem apontado

bons resultados, como mostrados na Tabela 1, o que é promissor para seu maior uso nas construções.

“A durabilidade é o principal parâmetro para a sustentabilidade das construções. Uma obra durável é econômica, requerendo menos dinheiro para sua manutenção. É socialmente favorável, por não ter impacto no tráfego de veículos decorrente de manutenção e por ter menos impacto ambiental, devido ao aumento da vida útil, diminuindo a necessidade de reabilitação e/ou reconstrução e, conseqüentemente, do uso de recursos naturais”, ressaltou Tanesi.

A pesquisadora fechou sua apresentação com a observação de que, apesar de ainda não termos uma infraestrutura sustentável de concreto – tema de sua palestra -, as soluções propostas são promissoras e precisam cada vez mais sair dos laboratórios para os canteiros de obras. “Por isso, eventos como o 57° Congresso Brasileiro do Concreto são tão importantes, sendo meios para que as ideias e os resultados dos laboratórios de pesquisa cheguem aos profissionais diretamente envolvidos com as construções”, concluiu.

Mais informações, inclusive a apresentação de Jussara Tanesi, podem ser encontradas no site www.ibracon.org.br. ➤

► **Tabela 1 – Resultados dos ensaios mecânicos e de durabilidade com o concreto de ultra-alto desempenho**

Resistência à compressão	125 -240 MPa
Módulo de elasticidade	42-55 GPa
Coefficiente de fluência	0.3-0.8
Capacidade de tração sustentada	6-10 MPa
RCPT	20-350 C
Resistência ao gelo-degelo	RDM >95%

Profissionais de destaque do ano

○ Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON homenageou, na solenidade de abertura do 57º Congresso Brasileiro do Concreto, no dia 27 de outubro, no

Centro de Convenções de Bonito, os profissionais brasileiros de destaque do ano.

A indicação dos profissionais foi feita por seus pares em votação aberta

no site www.ibracon.org.br até agosto do ano corrente. A escolha final dos profissionais coube ao Conselho Diretor do IBRACON.

Confira os agraciados!

▶ PRÊMIOS DE DESTAQUE 2015

▶ PRÊMIO ARY FREDERICO TORRES | DESTAQUE DO ANO EM TECNOLOGIA DO CONCRETO



Adriana Rivera posa com prêmio entregue pelo diretor-tesoureiro do IBRACON, Prof. Cláudio Sbrighi Neto

ADRIANA FALCOCHIO RIVERA

- Engenheira Civil pela Universidade Presbiteriana Mackenzie (2002)
- Mestre em Tecnologia da Construção de Edifícios pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (2007)
- Engenheira Civil na L.A. Falcão Bauer por 12 anos (1996 a 2007)
- Gestora de Novos Projetos e de Projetos de Manutenção de Obras de Arte Especiais no Grupo CCR por 5 anos (2008 a 2012)
- Coordenadora do Comitê 701 do IBRACON – Inspeção de Estruturas de Concreto
- Sócia e consultora na S. Takashima Consultoria e Assessoria desde 2012, atuando nas áreas de Tecnologia do Concreto e Controle Tecnológico dos Materiais em Obras de Infraestrutura, Indústria e Edificações

▶ PRÊMIO GILBERTO MOLINARI | DESTAQUE DO ANO EM RECONHECIMENTO AOS SERVIÇOS PRESTADOS AO IBRACON



Inês Battagin posa com prêmio ao lado do Geól. Arnaldo Battagin, conselheiro da Revista CONCRETO & Construções

INÊS LARANJEIRA DA SILVA BATTAGIN

- Consultora da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) na área de normalização técnica, desde 2001
- Superintendente do Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT/CB18), desde 2006
- Membro dos Comitês Técnicos da *International Organization for Standardization* sobre Concreto (ISO/TC 71), Cimento (ISO/TC74) e Produtos Reforçados com Fibras (ISO/TC77)
- Diretora de Publicações do IBRACON de 2008 a 2011
- Diretora Técnica do IBRACON desde 2012
- Diretora da Master Engenharia e Consultoria

► **PRÊMIO ARGOS MENNA BARRETO | DESTAQUE DO ANO EM ENGENHARIA DE CONSTRUÇÕES**



Murilo Cassol recebe prêmio da diretora de cursos do IBRACON, Eng^a Íria Doniak

MURILO CASSOL

- De 1988 a 1993, coordenou a implantação da nova unidade da Cassol Pré-fabricados em Araucária, no Paraná, a partir da qual a empresa iniciou suas atividades em São Paulo, e iniciou a produção de estacas em Juiz de Fora, Minas Gerais, onde foi o primeiro a introduzir a tecnologia de estacas extrusadas
- Em 1995, assumiu a presidência da Cassol, que um ano antes teve sua matriz transferida de Santa Catarina para o Paraná
- De 1996 a 1999, inaugurou a planta da Cassol em Canoas, no Rio Grande do Sul, trouxe para o Brasil a tecnologia finlandesa de produção de lajes alveolares de concreto protendido, expandiu a fábrica de Juiz de Fora, que passou a produzir elementos para estruturas, a partir da qual passou a atender o mercado do Rio de Janeiro
- De 2003 a 2014, transferiu a unidade de Minas Gerais para o Rio de Janeiro, inaugurou a maior e mais moderna unidade da empresa em São Paulo, passou a atuar no setor eólico, com uma unidade de produção em Aracati, no Ceará, e, a partir da fábrica móvel instalada no canteiro de obras do aeroporto de Brasília, inicia uma unidade local cuja inauguração está prevista para este ano
- Em 2014, deixou a presidência da Cassol e assumiu o lugar de seu pai, Adroaldo Cassol, no conselho do grupo

► **PRÊMIO FRANCISCO DE ASSIS BASÍLIO | DESTAQUE EM ENGENHARIA NA REGIÃO DO EVENTO**



Sandra Regina Bertocini posa com prêmio ao lado do diretor de eventos do IBRACON, Eng. Luiz Prado

SANDRA REGINA BERTOCINI

- Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Santa Catarina (2002)
- Professora na Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, desde 2002, onde atualmente é Coordenadora do Laboratório de Materiais de Construção
- Consultora na área de Tecnologia do Concreto

▶ **PRÊMIO EPAMINONDAS MELO DO AMARAL FILHO | DESTAQUE EM ENGENHARIA NO CAMPO DO PROJETO E CONSTRUÇÃO DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO**



Carlos Brites recebe prêmio do conselheiro do IBRACON, Prof. Paulo Helene

CARLOS AMADO BRITZ

- Engenheiro Civil pelo Centro Universitário Nove de Julho (Uninove), em 2001
- Doutor em Ciências pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (2011), cuja tese recebeu o prêmio 2012 de teses e dissertações do IBRACON
- Professor assistente do Programa de Educação Continuada da Poli-USP na disciplina “patologia, recuperação e reparo de estruturas de concreto”, desde 2008
- Diretor da PhD Engenharia, atuando nas áreas de tecnologia dos materiais e sistemas e de inspeção e diagnóstico de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado, desde 2006 e como sócio-diretor desde 2010

▶ **PRÊMIO FERNANDO LUIZ LOBO BARBOSA CARNEIRO | DESTAQUE DO ANO COMO PESQUISADOR NA ÁREA DO CONCRETO ESTRUTURAL**



Prof.ª Ângela Graeff recebe prêmio do vice-presidente do IBRACON, Eng. Julio Timerman, em nome do premiado

LUIZ CARLOS PINTO DA SILVA FILHO

- Engenheiro Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (1989)
- PhD em Engenharia Civil pela Leeds University (1998), cuja tese ganhou o Prêmio Heseldin de 1999
- Professor da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, onde atualmente é diretor da Escola de Engenharia (2013-2016) e líder dos grupos de pesquisa: Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) e Gestão de Riscos em Desastres (GRID)
- Foi coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS (2009-2013)
- Diretor e Presidente do Conselho do Centro Universitário de Estudos e Pesquisas em Desastres (CEPED/RS) desde 2012
- Ex-presidente e Presidente de Honra da Associação Latino-Americana de Controle de Qualidade, Patologia e Recuperação (Alconpat) e ex-diretor regional e atual conselheiro do IBRACON

▶ **PRÊMIO OSCAR NIEMEYER SOARES FILHO | DESTAQUE DO ANO COMO ARQUITETO**



Nadir Mezerani recebe prêmio das mãos do presidente do IBRACON, Prof. Tulio Bittencourt

NADIR CURI MEZERANI

- Arquiteto pela Universidade Mackenzie (1964)
- Professor na Faculdade de Arquitetura e Urbanismo do Mackenzie de 1972 a 1996
- Diretor do Sindicato dos Arquitetos de São Paulo de 1980 a 1983
- Diretor do escritório Nadir Curi Mezerani, onde atuou no projeto de arquitetura de obras, como “Nova Paulista” – Reformulação Urbana da Avenida Paulista (São Paulo); “Complexo Urbanístico Miraflores” – Centro Administrativo Nacional, Caracas, Venezuela; e “Ponte Rio Tocantins” – Porto Nacional, TO.

Dissertações de mestrado premiadas em 2015

Foram também premiadas as melhores dissertações de mestrado sobre o concreto, na área de estruturas e de materiais, defendidas no período de 1º de março de 2013 a 28 de fevereiro de 2015 e cadastradas no Banco de Teses e Dissertações do site

do IBRACON (www.ibracon.org.br).

Implantado pela Diretoria de Pesquisa e Desenvolvimento, o Prêmio objetiva divulgar as pesquisas de pós-graduação sobre o concreto, nas áreas de estruturas e de materiais, contribuindo para a integração entre a pesquisa acadêmica

e o mercado da construção civil.

A escolha foi feita por comissões de representantes da cadeia produtiva do concreto, coordenadas pela Diretora de Pesquisa e Desenvolvimento, Profª Ana Elisabete Jacintho.

Confira os agraciados!

▶ PRÊMIOS DE TESSES E DISSERTAÇÕES 2015

▶ PRÊMIO MELHOR DISSERTAÇÃO EM ESTRUTURAS



TÍTULO

Contribuição ao Estudo dos Mecanismos Resistentes à Força Cortante em Lajes Alveolares Protendidas

AUTOR

Matheus Lorena Gonçalves Marquesi

ORIENTADOR

Prof. Marcelo de Araújo Ferreira

UNIVERSIDADE

Universidade Federal de São Carlos – UFSCAR

Presidente do IBRACON, Prof. Tulio Bittencourt recebe prêmio da Engª Juliana Fernandes, integrante da Comissão Científica do 57º Congresso Brasileiro do Concreto, em nome do premiado

▶ PRÊMIO MELHOR DISSERTAÇÃO EM MATERIAIS



TÍTULO

Investigação pela Deterioração de Concretos de UHEs por Reações com os Agregados

AUTOR

Danilo Gonçalves Batista

ORIENTADORA

Profª Nicole Pagan Hasparyk

UNIVERSIDADE

Universidade Federal de Goiás – UFG

Profª Nicole Hasparyk recebe o prêmio da coordenadora da Comissão Científica, Profª Ana Elisabete Paganelli Jacintho (à dir.)



Arena do Concreto, onde aconteceram as competições entre alunos participantes dos concursos do IBRACON

Concursos estudantis agitam evento sobre o concreto

Durante o 57º Congresso Brasileiro do Concreto, ocorrido de 27 a 30 de outubro, em Bonito, foram realizados os Concursos Técnicos do Instituto Brasileiro do

Concreto (IBRACON), voltados aos estudantes dos cursos de Engenharia Civil, Arquitetura e Tecnologia, visando contribuir com sua boa formação. As competições foram apresentadas pelo

Eng. Mácio Barbosa, da Instron/EMIC Equipamento.

Participaram dos concursos:
► 22º APO: 195 estudantes de 21 instituições de ensino, com 40 aparatos;



- ▶ 12° CONCREBOL: 179 estudantes de 20 instituições, com 38 bolas de concreto;
- ▶ 2° COCAR: 223 alunos de 24 instituições, com 46 corpos de prova;
- ▶ 8° Ousadia: cinco instituições com seis projetos e 49 participantes.

Os integrantes das equipes concorrentes, inscritos no 57° Congresso Brasileiro do Concreto, participaram de um Jantar oferecido a eles no Espaço Madeiral, no dia 28 de outubro, patrocinado pelas empresas Penetron e Radcon, com o apoio da PhD Engenharia e TQS Informática. Neste Jantar, chamado Concrete Lovers, os estudantes foram apresentados aos produtos e serviços das empresas patrocinadoras, interagiram durante a Mesa Redonda “Conversa sobre o Concreto”, mediada pelo Prof. Paulo Helene, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e conselheiro do IBRACON, e com a participação dos ilustres Prof. Augusto Carlos de Vasconcelos, Arq. Ruy Ohtake e Eng. Antonio Palmeira. Eles tiveram uma noite descontraída com um quiz show mediado pelo Eng. Augusto Pedreira de Freitas, presidente da Associação Brasileira das Empresas de Consultoria e Engenharia Estrutural (Abece), e com premiações diversas. “O jantar Concrete Lovers foi a oportunidade oferecida aos estudantes que competiram nos concursos para interagir com ícones da nossa engenharia e arquitetura nacional, bem como para estreitar laços num ambiente bem descontraído”, justificou a Eng^a Jéssika Pacheco, coordenadora do Comitê Técnico de Atividades Estudantis do IBRACON (CT-801), que tem a atribuição de assessorar e organizar os concursos estudantis.

Já a premiação das equipes que alcançaram as três primeiras colocações



Prof. Paulo Helene participa de mesa redonda juntamente com o Eng. Augusto Carlos Vasconcelos, Arq. Ruy Ohtake e o Eng. Antonio Palmeira no Jantar Concrete Lovers

em cada concurso ocorreu no Jantar de Confraternização do 57° Congresso Brasileiro do Concreto. Os equipamentos das competições foram gentilmente cedidos pela Instron Brasil/Emic, a Arena onde aconteceram os concursos foi patrocinada pelas empresas Cimento

Nacional e Viapol, as quais também patrocinaram os valores em dinheiro concedidos às equipes primeiro-colocadas dos concursos APO e CONCREBOL. Os demais concursos foram patrocinados pelas empresas Mendes Lima (OUSADIA) e Lanxess (COCAR).



Estudantes participam de quiz show apresentado pelo Eng. Augusto Pedreira de Freitas

Concurso Aparato de Proteção ao Ovo (APO)

 Aparato de Proteção ao Ovo (APO) é o concurso mais tradicional do IBRACON. A competição desafia o estudante a projetar e construir um pórti-

co de concreto armado, resistente às cargas crescentes de impacto produzidas em ensaio de carregamento dinâmico. A função do pórtico é proteger o ovo colocado sob ele.

Antes do ensaio, os pórticos têm suas dimensões avaliadas e suas massas determinadas. A precisão dimensional é crítica, sobretudo nas dimensões das bases, pois o pórtico deve ser encaixado no gabarito, que garante seu alinhamento com relação ao dispositivo de aplicação da carga. O aparato que não atender os requisitos de formato, geometria, dimensão e massa do Regulamento do Concurso é automaticamente desclassificado.

O ensaio de carregamento dinâmico consiste em soltar um cilindro metálico, com 50 mm de diâmetro e massa de 15 kg, de alturas progressivamente maiores, iniciando-se pela altura de 1 m. Após cada impacto, o ensaio prossegue se o APO resistir, protegendo o ovo sob ele. Dessa forma, o cilindro é solto das alturas de 1,5 m, 2 m e 2,5 m. Caso o APO ainda resista, o cilindro é solto três vezes da altura de 2,5 m, encerrando-se o ensaio.

A pontuação obtida por cada equipe é a somatória das energias parciais resistidas pelo APO (carga x altura) antes de o ovo ser danificado, seja pela ruptura do APO, seja por cair lascas do APO sobre ele. No caso de equipes que tenham inscrito mais de um APO, a pontuação considerada é a do melhor APO. Vence a equipe que obteve a maior pontuação. Em caso de empate, o APO com menor massa indicará a equipe vencedora.



APO resiste ao impacto da carga dinâmica

▶ PREMIAÇÃO APO 2015

▶ 1º LUGAR



Equipe vencedora posa com cheque, banner de patrocinador e bandeira do estado

INSTITUIÇÃO

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

EQUIPE

Alunos

Rafaela de Andrade, Mathias Perondi, Gabriel De Grandi, Nathalie Scheidt, Maurício Ruschel, Gustavo Albuquerque Senger, Gabrielle Bacelo Bidinotto, Natalie Menezes Zeballos

Orientadora

Angela Gaio Graeff

PONTUAÇÕES

Massa: 3873,1 g | Altura de ensaio: 2 m

▶ 2º LUGAR



Equipe posa para foto

INSTITUIÇÃO

Universidade do Oeste de Santa Catarina

EQUIPE

Alunos

Alexandre Eduardo Pegoraro, Jonas Moisés Belotto, Iran Carlos Sartori, Georgia Bucco Sfredo, Luana Carolina da Silva, Natália Ernest Kielling

Orientadores

Maiara Foiato, Jhulis Marina Carelli, Angela Zamboni Piovesan

PONTUAÇÕES

Massa: 2862,8 g | Altura de ensaio: 1,5 m

▶ 3º LUGAR



Equipe posa para foto

INSTITUIÇÃO

Universidade Federal de Pernambuco

EQUIPE

Alunos

Rafael Araújo de Oliveira, Pedro Victor Neves Ferreira, Bernardo Lima Carvalho, Manuela Petra Cavalcanti de Andrade, Nina Rosa Sobreira Peres, Lucio Victor Magalhães e Silva, Saján Prya Correia Cirilo

Orientadores

Arnaldo Manoel Pereira Carneiro, Tibério Andrade

PONTUAÇÕES

Massa: 3372,5 g | Altura de ensaio: 1,5 m

Concurso CONCREBOL

Em sua 12ª edição, o CONCREBOL desafia o estudante a construir uma bola (esfera) de concreto leve, com dimensões pré-estabelecidas e que seja capaz de rolar em uma trajetória retilínea. Seu objetivo é testar a habilidade dos estudantes no desenvolvimento de um método construtivo e na produção de concretos leves homogêneos com parâmetros de resistência otimizados.

O CONCREBOL é formado por quatro etapas e todas elas contribuem para a pontuação final.

Na primeira etapa, determina-se o diâmetro médio da BOLA, a partir das medidas realizadas em três planos ortogonais, sendo calculado seu volume.

Na segunda etapa, a massa da BOLA é determinada e calcula-se a massa específica do concreto usado na confecção da BOLA, a partir da relação entre sua massa e seu volume.

Na terceira etapa, avalia-se a uniformidade física da BOLA, segundo sua capacidade de rolar em trajetória retilínea por uma pista plana de 4 m de comprimento. Nesta etapa, a BOLA é posicionada na marca do pênalti de um equipamento de impulso, dotado de um pêndulo de 20 kg de massa com braço de alavanca de 80 cm, liberado segundo um ângulo de 37°, que a atinge, movimentando-a por uma pista plana de rolamento em direção a um gol com dimensões de 40 cm x 35 cm. Chute convertido em gol vale 1, enquanto que não convertido tem coeficiente de 0,6.

Finalmente, a quarta etapa estabelece a máxima carga de ruptura da BOLA submetida à compressão sob velocidade de carregamento especificada.

Vence o concurso a equipe que conseguir a maior pontuação final,



Bola de concreto atinge o gol no ensaio de uniformidade do Concrebol

calculada segundo a equação:

$$PF = \frac{4\pi \cdot r^3 F}{3 \cdot M} \cdot C_1 \quad [1]$$

Onde:

PF – é o valor da pontuação final;
F – é a máxima carga registrada no ensaio de resistência à compressão, em quilonewtons (kN);

r – é o raio da BOLA, calculado como a metade do diâmetro médio obtido na Etapa 1 (ver 6.2), em metros (m);

M – é a massa da BOLA, em quilogramas (kg);

C1 – é o coeficiente de uniformidade

No caso de equipes que tenham inscrito mais de uma bola, a pontuação considerada é a da bola com melhor resultado. Em caso de empate, a equipe campeã é a que concorrer com a bola com menor massa específica.



Equipe participante do Concrebol vibra com carga obtida no teste de compressão

▶ PREMIAÇÃO CONCREBOL 2015

▶ 1º LUGAR



Equipe vencedora posa com cheque e banner de patrocinadores

INSTITUIÇÃO

Centro Universitário da FEI

EQUIPE

Alunos

Ittalo Nathan Boscache Ayache, Felipe Gonçalves dos Santos, Pedro Amaro Baccarin, Gabriela Lília Akemi Iha, Lucas Camargo Carvalho, Luis Paulo de Spirito Palazzolli, Anderson Samuel Araujo Coelho Rodriguez, Mayara Lumi Monma, Ronaldo Tomanin Alves Monteiro, Gabriel Giacobini Ramiro, Otávio Alves Borges, Victor Hugo Alves da Silva

Orientador

Kurt André Pereira Amann

PONTUAÇÕES

Diâmetro médio: 234 mm | **Massa (M):** 9484 g | **Raio:** 0,117 m | **C1:** 1,0
Carga (F): 270,31 kN | **Pontuação final (PF):** 0,191

▶ 2º LUGAR



Equipe posa com banner de patrocinadores e bandeira do estado

INSTITUIÇÃO

Universidade Federal da Bahia

EQUIPE

Alunos

Adriana dos Santos Silva, Bonifácio Neves de Souza, Bruna Silva Santos, Diego Arruda Rodrigues, Débhora Flávia Souto França, Raquel Arraes Argolo, Andre Luis Santos Rodrigues Junior, Felipe Araujo Cedrim, Lázaro Sabas Marques Silva Cheles Nascimento

Orientador

Antônio Sérgio Ramos da Silva

PONTUAÇÕES

Diâmetro médio: 224 mm | **Massa (M):** 9590 g | **Raio:** 0,112 m | **C1:** 1,0
Carga (F): 306,86 kN | **Pontuação final (PF):** 0,187

▶ 3º LUGAR



Equipe posa com banner de patrocinadores

INSTITUIÇÃO

Instituto Mauá de Tecnologia

EQUIPE

Alunos

Dimitri Braguim Gussarov, Filipe Kuziv do Amaral, Jessica Andrade Dantas, Jorge Fernando Sanches Rebeis, João Daniel Coronado Pinho, João Vitor Vaz de Souza, Giovanni Rogatto Sakata, Gustavo Elias Khouri, Gustavo Lombardo, Mariana Silva Serapião, Nathalie June Marumoto, Pedro Amoroso Giraldi, Renan Hideki Onoda Monteiro, Rodrigo Marino Goulart, Veronica Mariti Sesoko

Orientadores

Fábio Selleio Prado, Heloísa Cristina Fernandes Cordon

PONTUAÇÕES

Diâmetro médio: 217 mm | **Massa (M):** 8639 g | **Raio:** 0,109 m | **C1:** 1,0
Carga (F): 286,98 kN | **Pontuação final (PF):** 0,179

Concurso Concreto Colorido de Alta Resistência (COCAR)

COCAR tem o objetivo de testar a habilidade dos estudantes na preparação de concretos resistentes e coloridos. O desafio é moldar um corpo de prova cúbico, com 10 cm de aresta, usando concreto colorido, capaz de atingir altas resistências à compressão.

A competição é formada por três etapas. Na primeira etapa, são avaliadas

as dimensões, massa e coloração (tonalidade) dos corpos de prova. Os corpos de prova devem ser cúbicos, com 10 cm em todas as arestas, com tolerância máxima de 0,2 cm. Segundo a posição do corpo de prova dentro da palheta de cores previamente estabelecida, avaliada por consenso entre os membros da Comissão Organizadora e o capitão da equipe participante, são atribuídos coeficientes de cor aos corpos de prova participantes, que podem variar de 0,7 a 1,0. Não é aceito corpo de prova com coloração próxima ou similar ao concreto.

Na segunda etapa, os corpos de



Corpo de prova cúbico em teste de compressão

prova são rompidos por compressão axial, tendo registrada a máxima carga para sua ruptura, em quilonewtons (kN), usada para calcular a resistência do corpo de prova, segundo a equação:

$$f_c = \frac{F}{d_1 \cdot d_2} \quad [1]$$

Onde:

f_c – é a resistência à compressão do corpo de prova, em megapascals (MPa);

F – é a máxima carga registrada no ensaio de resistência à compressão, em quilonewtons (kN);

d_1 – são as dimensões das arestas

medidas na face de ruptura do corpo de prova, em milímetros (mm).

Na última etapa, é feita uma inspeção visual do corpo de prova rompido para comprovar sua homogeneidade, sendo verificada a existência ou não de núcleos internos e de materiais não permitidos no Regulamento.

A pontuação final é o produto da resistência à compressão do corpo de prova pelo seu coeficiente de cor. Vence o concurso a equipe com o corpo de prova que obteve a maior pontuação final. Em caso de empate, a equipe vencedora é a do corpo de prova com menor massa.

▶ PREMIAÇÃO COCAR 2015

▶ 1º LUGAR



Equipe vencedora posa com cheques das duas competições

INSTITUIÇÃO

Centro Universitário da FEI

EQUIPE

Alunos

Ittalo Nathan Boscache Ayache, Felipe Gonçalves dos Santos, Pedro Amaro Baccarin, Gabriela Lília Akemi Iha, Lucas Camargo Carvalho, Luis Paulo de Spirito Palazzolli, Anderson Samuel Araujo Coelho Rodriguez, Mayara Lumi Monma, Ronaldo Tomanin Alves Monteiro, Gabriel Giacobini Ramiro, Otávio Alves Borges, Victor Hugo Alves da Silva

Orientador

Kurt André Pereira Amann

PONTUAÇÕES

Massa (M): 2688,4 g | **Cor (C):** 0,9 | **Carga (F):** 987,66 kN | **Arestas (d1 e d2):** 100,43 e 100,34 mm | **Resistência (fc):** 98,01 MPa | **Pontuação final:** 88,209

▶ 2º LUGAR



Equipe posa para fotos

INSTITUIÇÃO

Universidade Federal da Bahia

EQUIPE

Alunos

Adriana dos Santos Silva, Bonifácio Neves de Souza, Bruna Silva Santos, Diego Arruda Rodrigues, Débhora Flávia Souto França, Raquel Arraes Argolo, Andre Luis Santos Rodrigues Junior, Felipe Araujo Cedrim, Lázaro Sabas Marques Silva Cheles Nascimento

Orientador

Antônio Sérgio Ramos da Silva

PONTUAÇÕES

Massa (M): 2710,9 g | **Cor (C):** 1 | **Carga (F):** 830,6 kN | **Arestas (d1 e d2):** 101,91 e 100,11 mm | **Resistência (fc):** 81,414 MPa | **Pontuação final:** 81,414

▶ 3º LUGAR



Equipe posa para fotos

INSTITUIÇÃO

Instituto Mauá de Tecnologia

EQUIPE

Alunos

Dimitri Braguim Gussarov, Filipe Kuziv do Amaral, Jessica Andrade Dantas, Jorge Fernando Sanches Rebeis, João Daniel Coronado Pinho, João Vitor Vaz de Souza, Giovanni Rogatto Sakata, Gustavo Elias Khouri, Gustavo Lombardo, Mariana Silva Serapião, Nathalie June Marumoto, Pedro Amoroso Giralddi, Renan Hideki Onoda Monteiro, Rodrigo Marino Goulart, Veronica Mariti Sesoko

Orientadores

Fábio Selleiro Prado, Heloisa Cristina Fernandes Cordon

PONTUAÇÕES

Massa (M): 2443,6 g | **Cor (C):** 1 | **Carga (F):** 768,260 kN | **Arestas (d1 e d2):** 101,46 e 101,38 mm | **Resistência (fc):** 74,690 MPa | **Pontuação final:** 74,690

Concurso Ousadia

laborar um projeto básico de um Portal de Entrada com um Centro de Informações Turísticas para a cidade de Bonito, localizada em Mato Grosso do Sul. Este foi o desafio do IBRACON aos estudantes de engenharia civil, arquitetura e tecnologia, que contou com a participação de um dos precursores deste concurso, o arq. Ruy Ohtake, como membro da Comissão Julgadora, juntamente com o Arq. Nadir Mezerani, a Ma. Sandra Bertocini, o Dr. Andrés Cheung, o Dr. Enio Pazini Figueiredo, o Eng. Antonio Palmeira e a Enga. Sonia Freitas.

O projeto deve conciliar os fortes elementos paisagísticos do local e a busca contínua da redução dos impactos ambientais numa obra com componentes estruturais em concreto simples, armado ou protendido, mol-

dado no local, pré-fabricado ou pré-moldado, procurando evidenciar uma boa percepção do local em relação às formas naturais, matérias-primas disponíveis que possam ser conciliadas com o uso do concreto, dimensão e proporções adequadas do projeto.

Os objetivos do Concurso são: desenvolver a aptidão dos alunos na concepção de projetos ousados; ampliar os conhecimentos dos estudantes sobre a tecnologia do concreto; aumentar o entrosamento entre estudantes de arquitetura, engenharia civil e tecnologia; e evidenciar a importância de se considerar as condicionantes locais – ambientais, econômicas e culturais – na definição da solução arquitetônica adotada.

Preliminarmente, os projetos foram avaliados sob os critérios do sistema construtivo adotado, com relação à sua

estabilidade, durabilidade e manutenção, pela equipe da Abece Inovação, representada pelos Engs. Douglas Couto, Luciano Coelho, Pedro Azevedo e Renato Coelho. Em seguida, os projetos foram avaliados pela população local, que pôde atribuir uma nota a cada projeto, de 0 a 10. Por fim, os projetos foram apresentados em três pranchas no tamanho A1 da ABNT e numa maquete física, representada em escala, com no máximo 1 m² de área, no Centro de Convenções de Bonito, e avaliados pela Comissão Julgadora quanto aos seus quesitos arquitetônicos.

Os três projetos mais bem pontuados receberam os prêmios de Vencedor (1º lugar), Destaque (2º lugar) e Mérito (3º lugar). O critério de desempate foi o menor volume total de concreto empregado.



Arq. Ruy Ohtake faz avaliação dos projetos submetidos ao Concurso Ousadia

▶ PREMIAÇÃO OUSADIA 2015

▶ 1º LUGAR



Equipe vencedora com cheque ganho na competição

INSTITUIÇÃO

Instituto Federal de Ciência e Tecnologia de São Paulo e Universidade Presbiteriana Mackenzie

EQUIPE

Alunos

Bruna Costa de Oliveira, Bruno Bergheme Carvalheiro, Franciny Santos Marques, Jeferson Ricardo dos S. Roque, Karine Regina Cunha Diniz, Ricardo Guedes de Siqueira, Vinícius Gonzales, Welber Simões de Souza

Orientadores

Alexandre Kenchian, Iberê Martins da Silva

PONTUAÇÕES

621

▶ 2º LUGAR



Equipe posa para foto

INSTITUIÇÃO

Universidade de São Paulo – FAU POLI

EQUIPE

Alunos

Bianca Quitério Guariglia, Marianna Santos Fujii, Thais Megumi Toguchi, André Mendes, Tiago Moherdau

Orientador

Januário Pellegrino Neto

PONTUAÇÕES

532

▶ 3º LUGAR



Equipe posa para foto

INSTITUIÇÃO

Centro Universitário da FEI e FIAM/FAAM

EQUIPE

Alunos

Ittalo Nathan Boscache Ayache, Felipe Gonçalves dos Santos, Pedro Amaro Baccarin, Gabriela Lilia Akemi Iha, Lucas Camargo Carvalho, Luis Paulo de Spirito Palazzolli, Anderson Samuel Araujo Coelho Rodriguez, Mayara Lumi Monma, Ronaldo Tomanin Alves Monteiro, Gabriel Giacobini Ramiro, Otávio Alves Borges, Victor Hugo Alves da Silva, Marcela Amaro Baccarin

Orientador

Kurt André Pereira Amann

PONTUAÇÕES

506

Por ter obtido a maior somatória de pontos nos concursos, a equipe do Centro Universitário da FEI ga-

nhou a Medalha Concreto IBRACON 2015, por seu melhor desempenho nas competições. “Essa premiação

foi criada neste ano para incentivar e valorizar a participação das equipes nos quatro concursos”, esclareceu

Pacheco. “Conseguimos estabelecer uma relação de confiança e respeito entre os alunos e o CT-801, na qual pudemos trabalhar num ambiente de colaboração mútua. Gostaria de parabenizar a todas as equipes que deram o seu melhor nesta edição dos concursos. E aproveito para convidar os estudantes a participarem das competições do ano que vem, em Belo Horizonte”, concluiu. 🏆



Equipe que ganhou a Medalha Concreto IBRACON 2015

- Aditivos para Cimento
- Aditivos para Concreto
- Soluções para Impermeabilização

GRACE

Talent | Technology | Trust⁴™

Think **GREEN**
Think **GRACE**

Uma proposta para o portal da cidade de Bonito – MS

BRUNA COSTA DE OLIVEIRA – ESTUDANTE DE ARQUITETURA E URBANISMO, BRUNO BERGHEME CARVALHEIRO – ESTUDANTE DE ENGENHARIA CIVIL, FRANCINY SANTOS MARQUES – ESTUDANTE DE ARQUITETURA E URBANISMO, JEFERSON RICARDO DOS S. ROQUE – ESTUDANTE DE ENGENHARIA CIVIL, RICARDO GUEDES DE SIQUEIRA – ESTUDANTE DE ENGENHARIA CIVIL, VINÍCIUS GONZALES – ESTUDANTE DE ARQUITETURA E URBANISMO, WELBER SIMÕES DE SOUZA – ESTUDANTE DE ENGENHARIA CIVIL, ALEXANDRE KENCHIAN – PROFESSOR DO CURSO DE ARQUITETURA E URBANISMO

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SÃO PAULO

KARINE REGINA CUNHA DINIZ – ESTUDANTE DE ENGENHARIA CIVIL

UNIVERSIDADE PRESBITERIANA MACKENZIE

IBERÉ MARTINS DA SILVA – PROFESSOR DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

HILDEBRANDO PEREIRA DOS SANTOS JÚNIOR – PROFESSOR DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

UNIVERSIDADE SANTA CECÍLIA (UNISANTA)

O Instituto Brasileiro de Concreto propôs na 8ª edição do Concurso Ousadia para estudantes de Engenharia Civil e de Arquitetura e Urbanismo, realizada em seu 57º Congresso Brasileiro do Concreto, a elaboração do projeto básico de um Portal de Entrada com um Centro de Informações Turísticas para a cidade de Bonito, no Estado de Mato Grosso do Sul.

O desafio construtivo deveria demonstrar a relação com a região em que será implantado e a viabilidade técnica da solução arquitetônica adotada, conciliando o empreendimento com a conservação da biodiversidade local e promovendo o turismo paisagístico e o ecoturismo da cidade. Desta forma, visaria balancear os conceitos técnicos, os princípios de sustentabilidade e o conforto dos usuários.

Este artigo tem como objetivo expor a trajetória que percorremos, desde a proposta até a entrega de um projeto viável em seus aspectos arquitetônico e urbanístico, estrutural e tecnológico.



► **Figura 1**
Fonte Piraputangas

I. INSPIRAÇÃO

O projeto inspira-se diretamente na fluidez das formas orgânicas naturais, como as correntes d'água, as formações de ventos, a sinuosidade e simplicidade dos elementos que compõem a flora e fauna locais e, além dis-

so, busca uma conexão harmoniosa e uma referência à leveza e ao movimento do principal monumento da cidade, a fonte Piraputangas, do artista plástico sul-mato-grossense Cleir, localizado na Praça da Liberdade, no centro da cidade.

O levantamento dos dados referentes às espécies vegetais compôs a proposta de paisagismo no local onde se insere o elemento a ser construído. O turismo paisagístico (grutas e cavernas, rios de águas cristalinas e cachoeiras) e o ecoturismo (banhos em piscinas naturais, flutuação, mergulho, rapel, bóia cross, rafting, trekking e arvorismo), movimentam a economia local e foram considerados no projeto. Estudos de ventilação e insolação (com relação à inclinação solar e estudo de sombras), foram determinantes para que a questão do conforto ambiental fosse trabalhada, a fim de garantir a comodidade dos usuários.

2. PARTIDO ARQUITETÔNICO

Para a confecção do Partido Arquitetônico, obtivemos dados detalhados da cidade, como área, altitude, hidrografia, clima e temperatura, vegetação, populações fixa e flutuante, economia, cultura/costumes locais e legislação municipal, para que houvesse uma precisa aderência do Partido Arquitetônico aos condicionantes ambientais, econômicos, culturais, normativos, estéticos e funcionais.

Como premissa básica ao Partido Arquitetônico, o projeto propõe a utilização do concreto de forma impactante e atraente, apresentando toda a sua plasticidade formal através de dois elementos principais: o bloco monolítico e o elemento em fita, compondo um pórtico como entrada formal da cidade de Bonito.

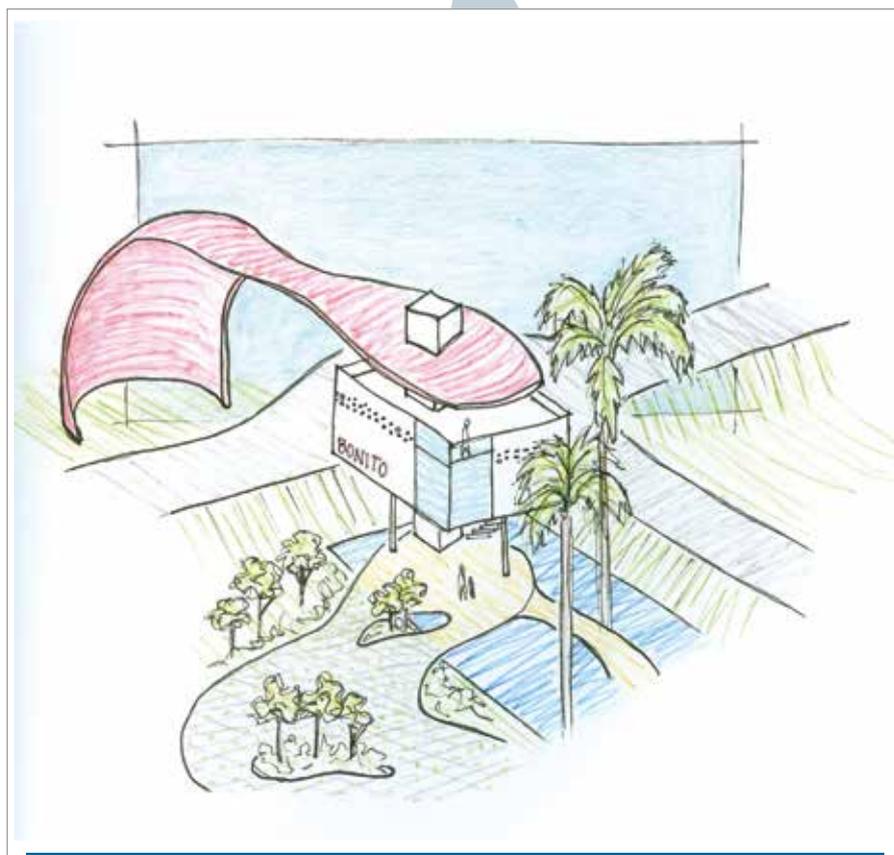
Propõe-se a criação de espaços agradáveis e funcionais que atendam ao programa de necessidades do Portal de Entrada com um Centro de Informações

Turísticas da cidade, utilizando uma linguagem moderna e inovadora da arquitetura contemporânea, sem deixar de lado as características vernaculizares.

A outra base que fundamenta o partido do projeto em todos os aspectos é a arquitetura orgânica, que consiste em agregar na sua forma de expressão o movimento e o dinamismo na composição dos espaços, buscando acima de tudo a felicidade psicológica, física e espiritual do homem, assim como a ressonância da construção com a natureza do entorno.

O Projeto proposto desenvolve-se a partir do formato sólido de um bloco, que faz referência às formas elementares e simples da natureza. A construção

constitui um elemento de impacto visual, já que o bloco de concreto aparente com tratamento superficial resinado, chama a atenção do turista que passa pelo local e, apesar de constituir uma forma sólida e consistente, por estar sobre pilotis e localizado acima do espelho d'água, aparenta certa leveza em relação ao local onde está inserido, “flutuando” sobre o ambiente. No espaço interno do bloco de concreto desenvolve-se um salão que abriga as atividades de informações turísticas e espaço para exposições da cultura local. Acima do bloco situa-se um mirante com amplo horizonte de visão, de um ponto de vista privilegiado, acima das copas das árvores nativas da região.



▶ **Figura 2**
Croqui do desenho final



► **Figura 3**
Monólito e casca

Em contraponto, ligando-se a este monólito, o elemento em fita mantém a linguagem fluida e orgânica da natureza, demarcando-o e resumindo-o como Portal de Entrada da cidade. Tal fita será de concreto com sua estrutura projetada como casca que, de um lado, engasta-se na torre do elevador do bloco, formando uma cobertura ao mirante, e de outro, apoia-se de forma suave sobre a vegetação natural, passando sobre a rodovia de acesso à cidade (Figura 3).

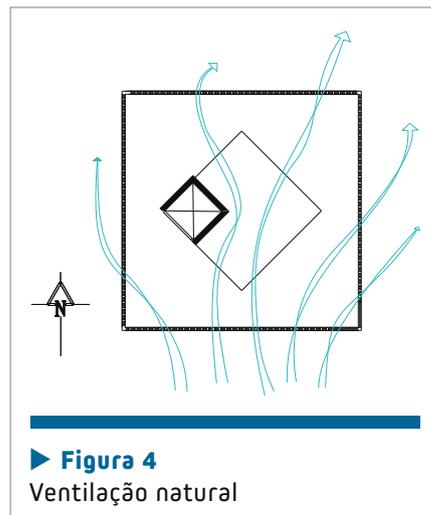
Em referência ao conforto ambiental do espaço ocupado pelo Centro de Informações Turísticas, o Projeto visa a não utilização de tecnologia com a finalidade de promover o resfriamento ou aquecimento dos ambientes, de modo que o conforto térmico local seja garantido por meios passivos de climatização, sem instalações prediais específicas para condicionamento artificial dos espaços internos (Figura 4).

Propusemos o uso de elementos

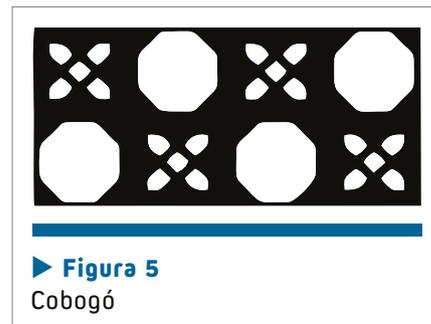
vazados, os cobogós, formando uma cinta na parte superior das paredes que, além da circulação adequada de ar, ajuda na iluminação do ambiente (Figuras 5 e 6).

3. ESTRUTURA: ESQUEMA ESTÁTICO DO EDIFÍCIO

Estruturalmente, o edifício consis-



► **Figura 4**
Ventilação natural



► **Figura 5**
Cobogó

te em uma estrutura em casca que apoia-se no solo e vence o vão do viário, onde é engastada aos dois pi-



► **Figura 6**
Detalhe cobogó

lares-parede do elevador pertencente ao centro de informações.

O centro de informações é composto por dois níveis de estrutura reticulada que se caracteriza por uma laje de cobertura mais rígida, que ajuda na sustentação do piso por meio de tirantes na fachada, transferindo essa carga aos três pilares circulares internos e aos pilares do elevador.

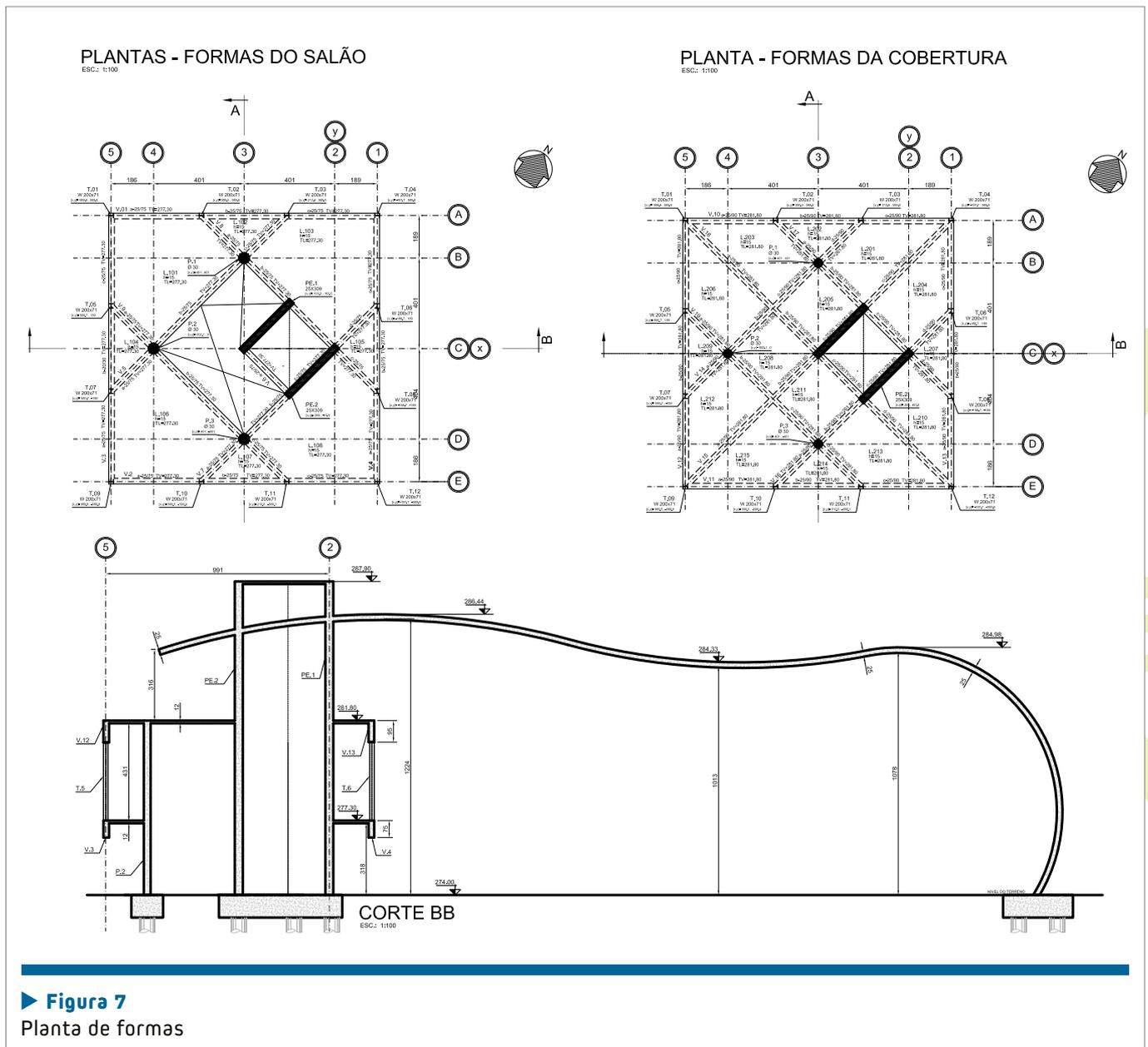
4. MODELO ESTRUTURAL

4.1 Discretização em elementos finitos

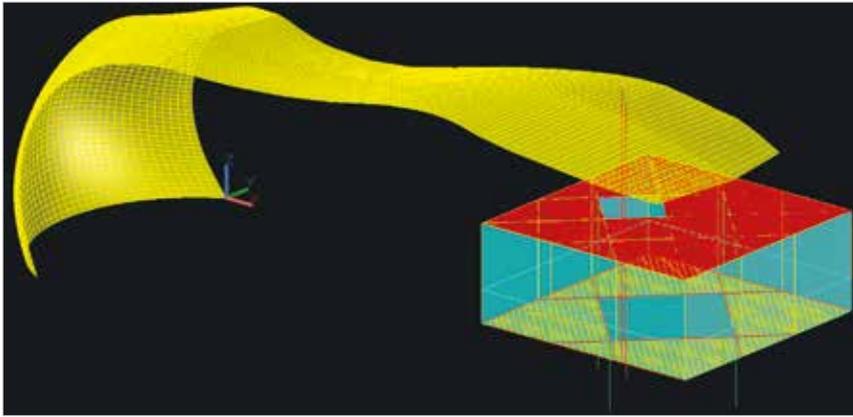
O início do projeto se deu a partir da discretização da estrutura em elementos finitos (Figura 8). Nesta etapa, as vigas e pilares foram modelados como elementos de barra e, para a cobertura

“em fita” e lajes, foram utilizados elementos de casca.

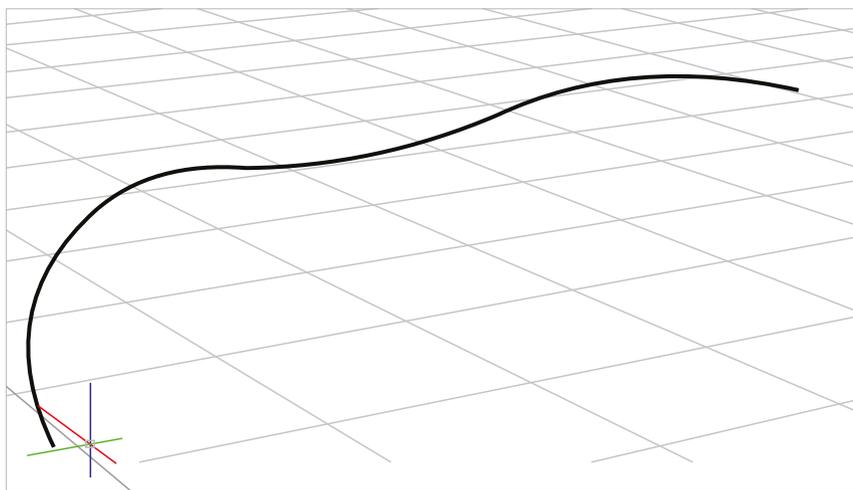
Nos casos em que se aplicou os elementos de casca, executamos o modelo de modo a atribuir a menor variação possível quanto às dimensões de cada parte, com o intuito de evitar erros numéricos que poderiam ocorrer no software utilizado para a obtenção dos esforços.



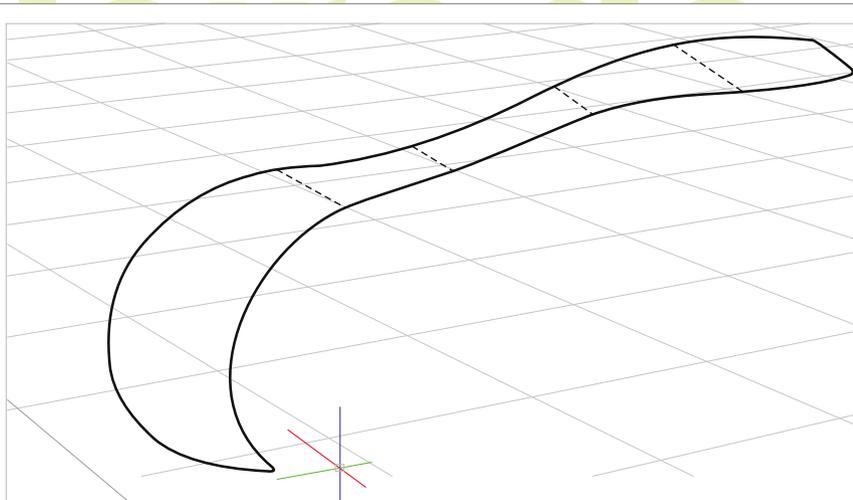
► **Figura 7**
Planta de formas



► **Figura 8**
Discretização da estrutura em elementos finitos de barra e casca



► **Figura 9**
Modelagem da casca. Etapa nº 1



► **Figura 10**
Modelagem da casca. Etapa nº 2-a

Para nos aproximar ao máximo do projeto arquitetônico, as dimensões dos elementos de casca aplicados na cobertura em fita determinaram a média a ser seguida em todo o modelo, permitindo obter maior suavização das curvas (aproximação por pequenas retas).

4.1.1 MODELAGEM DA COBERTURA (CASCA)

A modelagem da casca exigiu-nos um cuidado especial, pois este é um elemento fundamental no projeto. Assim como toda a estrutura, o modelo foi desenvolvido em plataforma CAD, sendo que seu processo de construção é mostrado a seguir.

Etapa nº 1

Desenho da linha obtida pela intersecção da casca com sua seção de simetria.

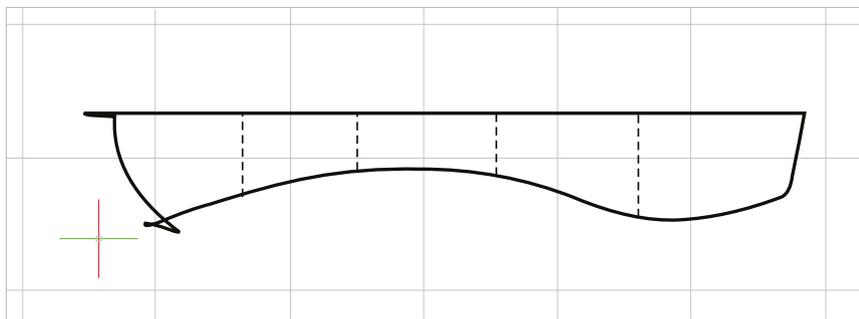
O próprio corte arquitetônico nos fornece esta informação com clareza (Figura 9).

Etapa nº 2

Desenho da linha de borda da casca, que envolve desenhar polilinhas tridimensionais para acompanhar as curvas da forma orgânica que a estrutura possui.

As Figuras 10 e 11 mostram a complexidade da forma desta linha de borda da casca.

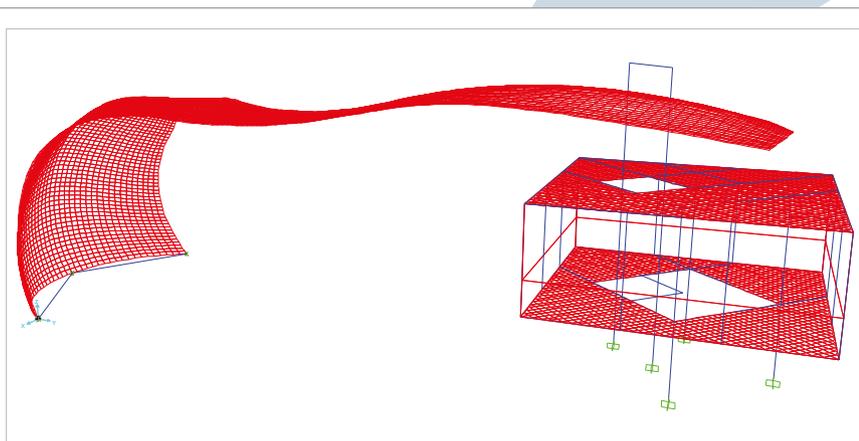
A última parte desta etapa foi subdividir este elemento desenhado em alguns trechos, conforme ilustra a Figura 18. Uma divisão racional nessa fase, acarreta na obtenção dos elementos finitos com dimensões muito regulares, situação ótima para o projeto (Figuras 10 e 11).



► **Figura 11**
Modelagem da casca. Etapa nº 2-b



► **Figura 12**
Modelagem da casca. Etapa nº 3



► **Figura 13**
Modelo para obtenção dos esforços solicitantes no software de análise estrutural

Etapa nº 3

Nesta etapa, foram criados os elementos finitos através de comandos de superfície que se utilizam das etapas anteriores (Figura 12).

4.2 Obtendo os esforços solicitantes

A partir da estrutura discretizada, utilizamos um software de análise estrutural para importar o modelo e aplicar as propriedades geométricas definidas no projeto arquitetônico, assim como os carregamentos oriundos das cargas permanentes e acidentais (Figura 13). Uma vez lançada a estrutura, definimos, com base na ABNT NBR 8681, quais combinações utilizar para o dimensionamento das peças estruturais no ELU (Estado Limite Último).

5. ROTEIRO DE CÁLCULO

5.1 Ações e combinações

Concreto armado: 25,00 kN/m³.

As cargas permanentes diretas, além do peso próprio, foram obtidas por pesquisas a partir do projeto arquitetônico, e são listadas na Tabela 1.

As ações variáveis diretas - as cargas acidentais - foram determinadas com o auxílio normativo da ABNT NBR 6120 e estão dispostas na Tabela 2.

A carga de multidão representa a sobrecarga estimada quando ocorrer a ocupação completa do ambiente do centro de informações e a carga na zona técnica foi estabelecida a partir dos equipamentos possíveis e previstos para instalação no local.

Para a determinação da pressão de vento, utilizamos o roteiro proposto na

► Tabela 1 – Cargas permanentes

Centro de informações	
Revestimento de piso	2,00 kN/m ²
Paredes – carga distribuída	3,28 kN/m ²
Guardas – cargas de faca na periferia	1,00 kN/m
Cortina de vidros – carga de faca na periferia	2,00 kN/m
Cobertura – Centro de informações	
Revestimento de piso	2,00 kN/m ²
Paredes – carga de faca na periferia	3,28 kN/m ²
Casca	N/A

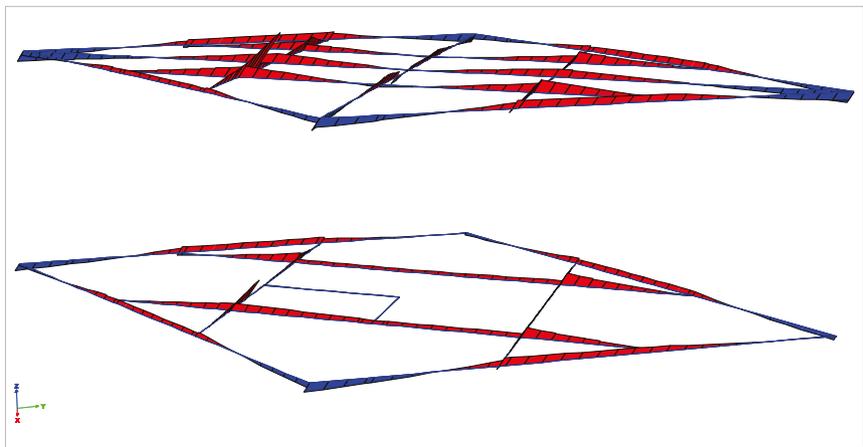
► Tabela 2 – Cargas acidentais

Centro de informações	
Carga de multidão	3,50 kN/m ²
Carga na zona técnica	3,50 kN/m ²
Cobertura – Centro de informações	
Carga na cobertura	3,00 kN/m ²
Casca	
Carga mínima normativa	0,50 kN/m ²

► Tabela 3 – Estudo de vento

Harmônico i	Frequência
$v_0 = 45,0$ m/s	$v_0 = 45,0$ m/s
$S_1 = 1,00$	$S_1 = 1,00$ (zona plana)
$S_2 = 1,03$	$S_2 = 1,03$
$S_3 = 1,00$	$S_3 = 1,00$
$C_1 = 2,00$	$C_1 = 1,15$
Por fim, $P_{casca} = 1,37$ kN/m ²	Por fim, $P_{Cl} = 1,19$ kN/m ²

ABNT NBR 6122. Dividimos o cálculo em duas pressões: uma para a cobertura em fita (casca) e outra para o centro de informações, porque, pelo fato da cobertura



► **Figura 14**
Dimensionamento das vigas

possuir uma forma orgânica e não haver estudos que demonstrassem o comportamento do vento na estrutura, utilizamos, a favor da segurança, um coeficiente de arrasto (C_f) mais alto (Tabela 3).

5.2 Dimensionamento das vigas

Por se tratar de um projeto básico e com número limitado de folhas para a apresentação dos desenhos, as vigas foram dimensionadas diretamente para os maiores esforços que atuam ao longo de seu comprimento. Ou seja, optamos por não efetuar a decalagem nas vigas nesta etapa do projeto.

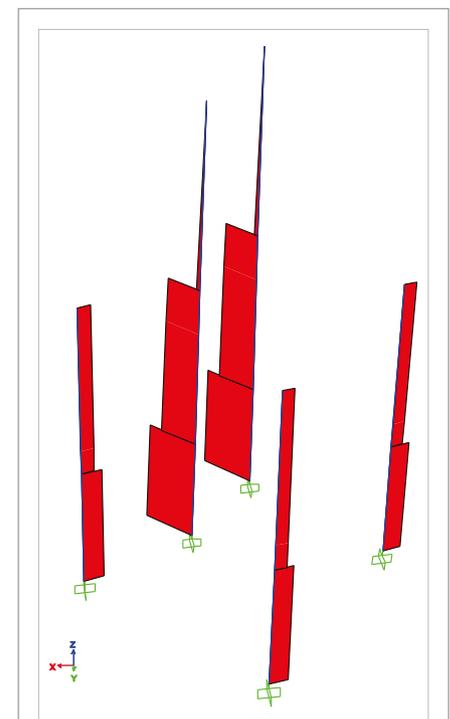
Nesta etapa de dimensionamento, foram desenvolvidos programas para otimizar o processo de cálculo das armaduras de flexão e cisalhamento. Os aplicativos foram desenvolvidos na plataforma SMATH.

Para atestar os resultados obtidos com os programas que criamos, utilizamos softwares livres desenvolvidos pela Universidade Federal do Paraná (UFPR) e, em todos os casos verificados, nossos programas mostraram eficácia.

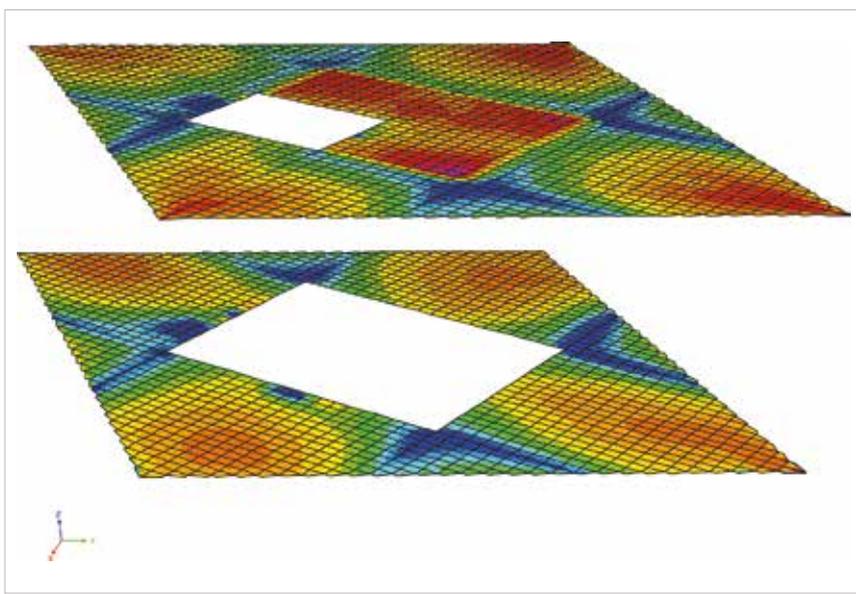
5.3 Dimensionamento dos pilares

Por se tratar de um projeto básico

e com número limitado de folhas para a apresentação dos desenhos, os pilares foram dimensionados diretamente para os maiores esforços que atuam ao longo de seu comprimento. Foram verificados quanto à flambagem, resistência à compressão e flexão oriundos dos esforços solicitantes nos mesmos (Figura 15).



► **Figura 15**
Obtenção de esforços nos pilares



► **Figura 16**
Modelo para obtenção dos esforços nas lajes

5.4 Dimensionamento das lajes

Para o dimensionamento das lajes, localizamos o ponto de maior esforço que atua em cada direção, calculamos a armadura para esse ponto e aplicamos a todo o plano de laje (Figura 16).

5.5 Dimensionamento da “cobertura em fita”

Assim como nas vigas e lajes, optamos por expandir o dimensionamento do pior caso, para toda a superfície de uma determinada região da casca. Ou seja, particionamos a casca em zonas de esfor-

ços próximos e dimensionamos a armadura para cada seção a partir do ponto de maior esforço da seção (Figura 17).

5.6 Avaliação da estabilidade global da estrutura

A norma ABNT NBR 6118 nos permite analisar a estrutura como um pilar rígido, aplicando-se uma carga horizontal de 100kN nas direções x e y e, a partir dos parâmetros estruturais apresentados, calculamos os parâmetros α_x e α_y (Figuras 19 e 20) e os comparamos com o limite normativo.

Limite normativo para o parâmetro Alfa (α_{lim}):

$$\alpha_{lim} = 0,2 + 0,1 * 2 = 0,4$$

[1]

Para o cálculo de desenvolvemos uma rotina em SMATH com base na NBR-6118 e os resultados foram os apresentados na Figura 21.

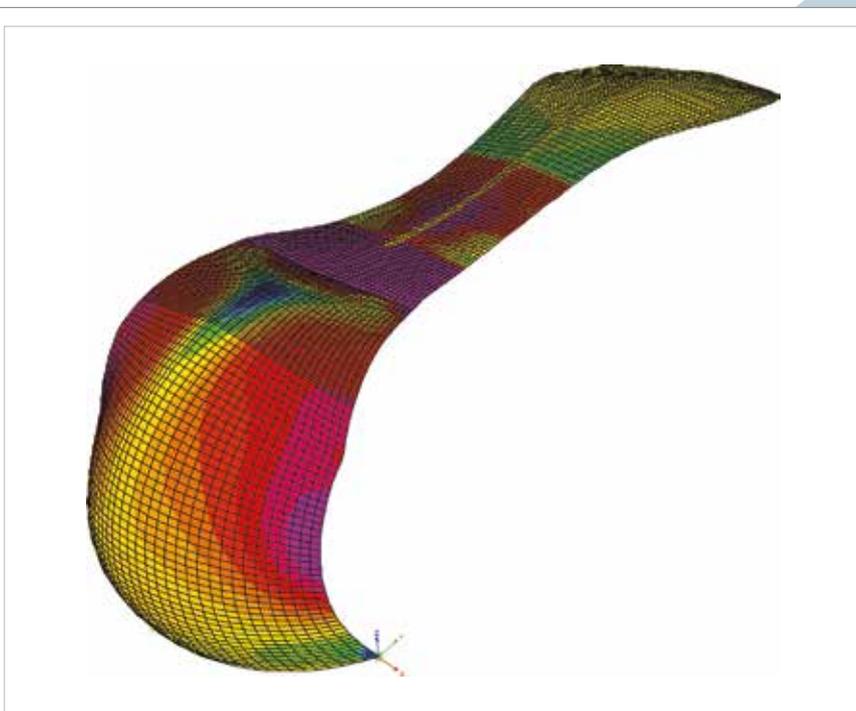
Observamos que o limite normativo é superior tanto a α_x e α_y e, portanto, a estrutura é estável.

6. GEOTECNIA

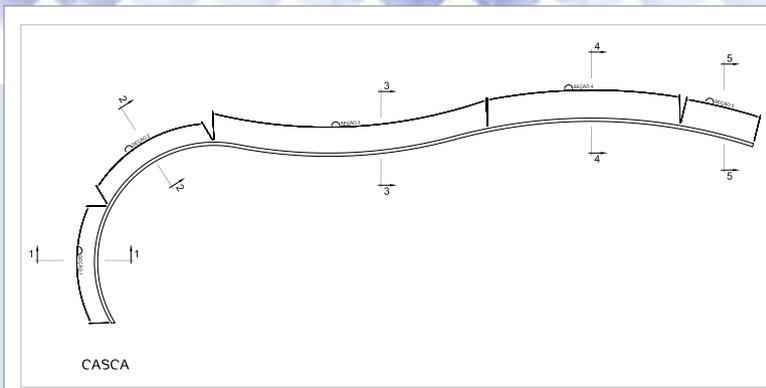
Com base nos dois perfis de sondagem disponibilizados pela comissão organizadora do concurso Ousadia 2015, foi realizada a parametrização do solo (Figuras 22 e 23).

7. FUNDAÇÃO

A partir dos dados de sondagens fornecidos e dos esforços atuantes, constatamos que a solução mais adequada e viável seria a adoção do tubulão a céu aberto como técnica de fundação, com uma tensão admissível de 60 Tf/m², sendo que a escavação pode ser manual ou com auxílio de equipamentos.



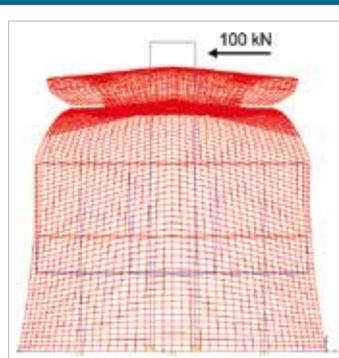
► **Figura 17**
Modelo para obtenção de esforços na casca



► **Figura 18**
Divisão da casca em seções de esforços próximos



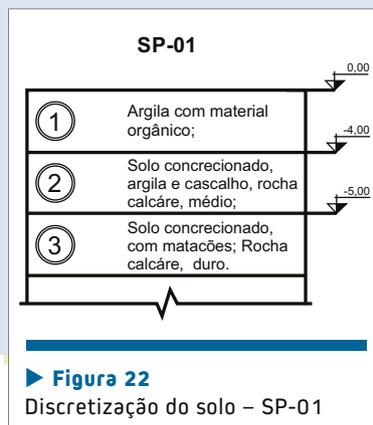
► **Figura 20**
Modelo para análise ∞y



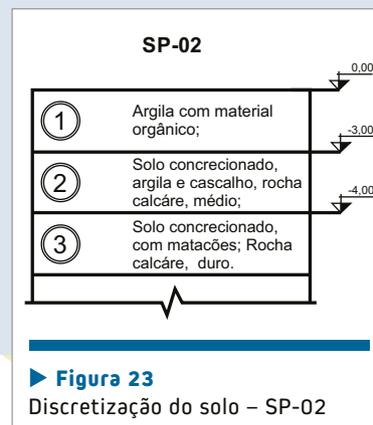
► **Figura 19**
Modelo para análise ∞x

$$\begin{aligned}
 h &= 12 \text{ m} \\
 L_x &= 12 \text{ m} \\
 L_y &= 12 \text{ m} \\
 f_{ck} &= 35 \text{ MPa} \\
 F_H &= 100 \text{ kN} \\
 F_V &= 7451 \text{ kN} \\
 U_x &= 0,000266 \text{ m} \\
 U_y &= 0,000712 \text{ m} \\
 E_{cm} &= 0,89 \cdot 5600 \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{1 \text{ N/mm}^2}} \cdot 1 \text{ N/mm}^2 = 29485,74 \text{ MPa} \\
 K_x = \frac{F_H}{U_x} &= 3,76 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} & K_y = \frac{F_H}{U_y} &= 1,4 \cdot 10^5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 I_{ex} = \frac{K_x \cdot h^3}{3 \cdot E_{cm}} &= 7,34 \text{ m}^4 & I_{ey} = \frac{K_y \cdot h^3}{3 \cdot E_{cm}} &= 2,74 \text{ m}^4 \\
 \alpha_x = h \cdot \sqrt{\frac{F_V}{E_{cm} \cdot I_{ex}}} &= 0,07 & \alpha_y = h \cdot \sqrt{\frac{F_V}{E_{cm} \cdot I_{ey}}} &= 0,12
 \end{aligned}$$

► **Figura 21**
Cálculos dos parâmetros ∞x e ∞y



► **Figura 22**
Discretização do solo – SP-01



► **Figura 23**
Discretização do solo – SP-02

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] Neufert, Peter. Arte de Projetar Em Arquitetura. 18ª Ed. Portugal: GG, 2013
- [02] Clima e Variáveis Físicas e Químicas, Portal Bonito. Disponível em: <<http://www.portalbonito.com.br/columnistas/helcias-de-padua/221/clima-e-variaveis-fisicase-quimicas>> Acesso em 12 de junho de 2015.
- [03] Esportes e Ecoturismo, Férias Brasil. Disponível em: <<http://www.feriasbrasil.com.br/ms/bonito/esporteseecoturismo.cfm>> Acesso em 21 de abril de 2015.
- [04] Luz em Áreas Verdes, AU. Disponível em: <<http://au.pini.com.br/arquiteturaurbanismo/69/luz-em-areas-verdes-24730-1.aspx>> Acesso em 20 de junho de 2015.
- [05] Pontos Turísticos em Bonito, Pontos Turísticos. Disponível em: <<http://www.pontosturisticos.com/brasil/pontos-turisticos-em-bonito-ms>> Acesso em 18 de maio de 2015
- [06] ABNT NBR 8681:2003 Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.
- [07] ABNT NBR 6120:2000 Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.4
- [08] ABNT NBR 6123:2013 Forças devidas ao vento em edificações.
- ABNT NBR 6118:2007 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.
- ABNT NBR 6122:2010 Projeto e execução de fundações.

Das especificações prescritivas para as baseadas no desempenho no projeto da durabilidade do concreto

Quando se constrói obras de infraestrutura uma questão fundamental, tanto para melhorar o custo-benefício social e econômico quanto para minimizar o impacto ambiental dessas intervenções, é a da durabilidade de suas estruturas, isto é, a capacidade destas para suportar as condições físicas e químicas a que estarão expostas e que podem provocar sua degradação em função de efeitos diferentes daqueles associados às cargas e solicitações a que estarão submetidas durante seu uso.

As cargas e solicitações a que uma estrutura estará submetida são consideradas na análise estrutural do projeto de uma obra, cujo parâmetro a ser conside-

rado é o da segurança estrutural, a capacidade da estrutura em resistir a esses esforços e solicitações. Mas, as condições físicas e químicas relacionadas com a durabilidade da estrutura são avaliadas por meio de outro parâmetro, o de sua vida útil, o período de tempo no qual a estrutura conserva sua segurança estrutural, sua funcionalidade e sua estética em níveis definidos no projeto estrutural, sem custos inesperados de manutenção, prestando seus serviços para a população e para os agentes econômicos.

Quanto mais durável é uma obra, menor será a manutenção necessária para mantê-la em serviço, maior será seu tempo de uso e, conseqüentemente, menor será a necessidade de novos

investimentos em obras similares, melhorando de uma forma geral seu custo/benefício e minorando seus impactos ambiental e social.

O tema foi debatido no II Simpósio sobre Durabilidade das Estruturas de Concreto, evento paralelo ao 57º Congresso Brasileiro do Concreto, ocorrido em 29 de outubro, no Centro de Convenções de Bonito. O Simpósio convidou para falar sobre o tema dois dos maiores especialistas na área.

Carmen Andrade, pesquisadora no Instituto de Ciências da Construção “Eduardo Torroja”, na Espanha, é uma especialista em corrosão de armaduras, “especialmente em métodos para a avaliação da corrosão de armaduras em estruturas de concreto”, justificou o Prof. Enio Pazini, coordenador do II Simpósio. Sua palestra abordou justamente os avanços teóricos alcançados na modelagem da corrosão das armaduras em estruturas em condições reais de exposição.

Segundo ela, a corrosão de armaduras é um dos principais mecanismos responsáveis pela deterioração do concreto, podendo ser causada por diversos fatores externos, como a presença de gás carbônico em ambientes urbanos e a presença de cloretos em ambientes marinhos. O gás carbônico e os cloretos penetram pouco a pouco no concreto, que tem a função de proteger o aço em seu interior com uma película despassivadora,



Pesquisadora Carmen Andrade em sua palestra no Simpósio de Durabilidade



Auditório lotado durante as palestras dos professores Carmen Andrade e Odd Gjørv

impedindo sua corrosão. No entanto, quando íons de carbono ou de cloreto atingem o aço, eles destroem este filme, o que expõe o aço ao ar e à umidade presente no ambiente, levando a reações de corrosão. Com isso, há uma perda continuada da seção do aço, por um lado, o que acarreta a diminuição progressiva da capacidade portante da estrutura e, por outro lado, há uma perda da aderência entre o aço e o concreto, levando a fissurações no concreto, o que intensifica a frente de ataque ao aço, num círculo vicioso.

Para ilustrar o processo Andrade comentou o estado das marquises do Maracanã antes de sua reforma. Apesar de não apresentarem fissuras visíveis, tinham suas armaduras corroídas, havendo seções em que a armadura tinha sido totalmente desgastada pela ação do ambiente, o que comprometia a segurança estrutural do estádio, de modo que tiveram que ser demolidas e reconstruídas quando da renovação do estádio para os jogos da Copa de 2014.

Tendo em vista a durabilidade das estruturas de concreto, as normas de projeto prescrevem especificações para o concreto conforme o ambiente a que a estrutura estará exposta. Entre as especificações mais conhecidas estão a relação

água/cimento, a quantidade de cimento no concreto, a resistência mecânica do concreto e a abertura máxima das fissuras, fatores direta ou indiretamente relacionados com sua durabilidade. Por exemplo, um concreto menos permeável, com menos poros, que pode ser obtido por meio de uma baixa relação água/cimento no momento de sua dosagem, dificulta a entrada de agentes agressivos ao aço e, por isso, contribui para aumentar sua vida útil. Outra especificação relacionada com a durabilidade da estrutura, não relacionada com a qualidade do concreto, mas com a qualidade da execução das estruturas de uma obra, diz respeito ao cobrimento da armadura, pois, quanto maior este cobrimento, maior é a barreira que deve ser transposta pelos agentes agressivos para atingir o aço. Por isso, os projetos estruturais trazem a cobertura mínima a ser seguida na execução da estrutura.

Essas especificações tradicionais relativas à durabilidade são prescritivas, sendo requeridas no projeto e devendo ser atendidas na execução. No entanto, elas só podem ser garantidas efetivamente pelo construtor por meio de um controle tecnológico rigoroso da construção, nem sempre presente. Em razão disso, o passo seguinte na busca por uma construção

mais durável, segundo a pesquisadora, consiste em se criar modelos matemáticos e ensaios experimentais capazes de prever a vida útil de uma estrutura com base nos dados extraídos da própria estrutura. Tal como se assegura a segurança estrutural de uma obra por meio de um ensaio de resistência à compressão aos 28 dias, almeja-se padronizar ensaios experimentais e modelos teóricos capazes de assegurar a durabilidade e a vida útil de uma construção. Neste caso a durabilidade não estaria apoiada em requisições prescritivas, mas em indicadores de desempenho da estrutura, como, por exemplo, sua porosidade, sua permeabilidade ao ar, sua permeabilidade à água a baixa pressão e sua resistividade elétrica, ou seja, propriedades do concreto de uma estrutura que permitem caracterizar sua durabilidade e vida útil.

Para ilustrar um desses ensaios, Andrade explicou o teste da American Society for Testing and Materials (ASTM 1202), que correlaciona a resistividade elétrica do concreto, uma grandeza relacionada com a corrente elétrica que percorre um corpo de prova cilíndrico de concreto, com o nível de corrosão da armadura, e explicou como o modelo teórico-matemático no qual ele se baseia deve ser aperfeiçoado,



Prof. Odd Gjorv em sua apresentação no Simpósio de Durabilidade, com auditório lotado

com a inclusão de mais fatores, como a idade do concreto e o ambiente no qual está inserido, para que seja usado como parâmetro de controle e previsão da vida útil da estrutura.

Segundo a pesquisadora, para sair dos modelos teóricos e dos ensaios de laboratório para a realidade necessita-se de ensaios continuados das estruturas em condições reais e de um maior tempo para a calibração dos modelos propostos. A despeito disso, alguns deles já estão contemplados em normas técnicas, como o fib Model Code 2010, apesar de suas inconsistências e limitações.

Odd Gjorv, professor da Universidade Norueguesa de Ciência e Tecnologia, tem larga experiência em consultoria de projeto, construção e recuperação de obras marítimas, principalmente as plataformas de concreto para a extração de petróleo e gás em alto-mar, uma das principais atividades econômicas de seu país. O professor concordou com Carmen Andrade ao afirmar que os problemas atuais de durabilidade advêm de uma baixa qualidade construtiva alcançada nas obras, expressa na dispersão e variabilidade no atendimento dos critérios prescritivos de

projeto. Especificamente em relação às estruturas em ambientes severos, como as obras em alto-mar, nem mesmo o controle de qualidade mais rigoroso tem evitado o principal fator relacionado à durabilidade dessas obras, o ingresso não controlado de cloretos, causa para a corrosão das armaduras contidas nessas estruturas. O resultado, segundo o palestrante, é que muitos proprietários de obras de infraestrutura em concreto têm visto em anos recentes um aumento significativo e rápido nos gastos do orçamento com reparos e manutenção.

Tal como Andrade, Gjorv defende que a abordagem probabilística dos requerimentos prescritivos no projeto de estruturas de concreto, onde a variabilidade e dispersão no atendimento a esses requerimentos no momento da construção são previstos e compensados, de maneira a se assumir margens de erros seguras, tem se mostrado limitada. Ela deve ser complementada por uma outra abordagem, na qual os requerimentos são especificados com base no desempenho da estrutura, de modo que possam ser verificados e controlados, tanto durante sua construção quanto durante sua operação.

Por isso, segundo o consultor, todos os requerimentos mínimos especificados nas normas e códigos construtivos, bem como as recomendações e as orientações para as boas práticas construtivas, devem ser estritamente atendidos nos projetos, mas a eles devem ser adicionadas novas especificações que, baseadas no avanço recente do conhecimento dos mecanismos de deterioração das estruturas de concreto, possam ser medidas ao longo do tempo, para que se tomem as medidas necessárias para assegurar a durabilidade da estrutura. Essa nova abordagem do projeto é importante não apenas para diminuir os custos da manutenção das obras ao longo de sua vida útil, mas também para minimizar seu impacto ambiental, aumentando sua sustentabilidade.

Três foram os parâmetros especificados pelo palestrante para se garantir a durabilidade e maior vida útil das obras de concreto para além do que é atualmente especificado pelas normas e códigos vigentes:

- ▶ Especificações de projeto que possam ser verificadas e controladas, para assegurar a qualidade durante e no final da construção: ele ilustrou que, com base na lei de difusão de cloretos e num modelo de simulação que leva em conta o período de tempo em serviço, para um dado tipo de estrutura inserida num dado ambiente, antes que a probabilidade de corrosão do aço ultrapasse 10%, é possível especificar critérios de qualidade do concreto e da cobertura das armaduras para se garantir determinada vida útil;
- ▶ Documentação que ateste que as especificações de durabilidade foram devidamente atendidas e que a qualidade requerida da construção foi obtida: como consequência do exem-

plo dado acima, os parâmetros para assegurar a qualidade da construção seriam a taxa de difusão de cloretos no concreto e a altura da cobertura da armadura pelo concreto; para o primeiro critério, foi indicado o teste da migração rápida de cloretos (AASHTO TP 64-03), que correlaciona a difusividade de cloretos com a resistividade elétrica no concreto; para o segundo, foi indicado testes não destrutivos;

- ▶ Requisição de manual para mensurar as condições futuras de serviço da obra e para sua manutenção preventiva: segundo o palestrante, ainda que as especificações requeridas para a durabilidade sejam estritamente atendidas, haverá certa taxa de ingresso de cloretos no concreto durante a operação da estrutura no ambiente marinho; por isso, é importante fazer o monitoramento do ingresso real de cloretos e usar esses dados para novos cálculos para a probabilidade de corrosão do aço na estrutura em operação; com isso, torna-se possível



Mesa de debates do Simpósio com mediação do Prof. Enio Pazini

que, antes que a probabilidade de corrosão fique muito alta, tome-se medidas de proteção da estrutura.

Segundo o palestrante, o modelo de durabilidade proposto (chamado Duracon), foi aplicado a um grande número de novas estruturas de concreto, com especial destaque para as obras da ‘cidade’ de Tjuvhoimen, em Oslo, construída dentro do mar, para a qual foi especificada uma vida útil de 300 anos. Nesta obra, com o uso do modelo de durabilidade proposto, foi possível:

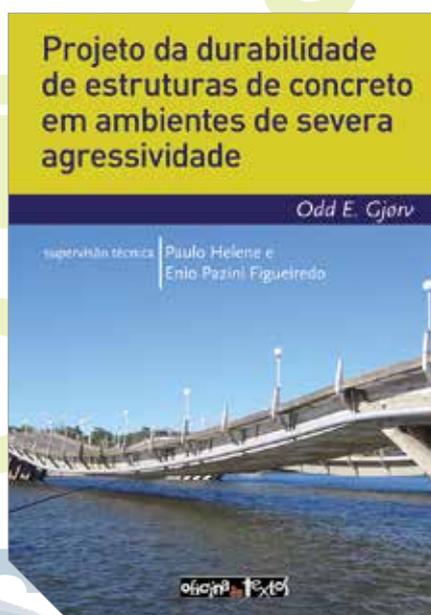
- ▶ Durante o projeto: estabelecer especificações de durabilidade baseadas no desempenho que atendessem a vida útil de 300 anos;
- ▶ Durante sua construção, foram detectados e corrigidos desvios quanto à difusão de cloretos e à cobertura das armaduras, reduzindo, assim, a variabilidade da qualidade construtiva obtida, bem como foi possível documentar o atendimento das especificações de durabilidade.

Por ocasião de sua palestra no 57° Congresso Brasileiro do Concreto, Odd Gjorv lançou a edição em português de seu livro “Projeto da Durabilidade de Estruturas de Concreto em Ambientes de

Severa Agressividade”. O livro teve o patrocínio da Weber Saint-Gobain e foi editado pela Oficina de Textos, com prefácio do Prof. Paulo Helene.

“A busca pela maior durabilidade das construções é um objetivo de toda cadeia produtiva do concreto, porque se entende que é o parâmetro mais impactante para a sustentabilidade das construções. Aumentar a durabilidade das obras de arte de 50 para 200 anos implica menos impacto ambiental em termos de consumo de recursos e descarte de resíduos. Neste sentido, a palestra e o livro do professor Odd Gjorv vêm num momento bastante oportuno para nós, brasileiros, que estamos iniciando as primeiras obras do pré-sal”, concluiu o Prof. Enio Pazini.

O Simpósio teve o apoio institucional da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (Abece), da Associação Brasileira de Patologia das Construções (Alconpat), da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (Capes), da International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures (Rilem), da Seguridad y Durabilidad de Estructuras de Construcción (Sedurec) e Universidade Federal de Goiás (UFG). ➤



Capa do livro do Prof. Odd Gjorv lançado no 57° CBC

Comitês Técnicos fazem balanço de suas atividades e lançam práticas recomendadas

Os Comitês Técnicos do Instituto Brasileiro do Concreto têm a finalidade de estudar assuntos técnicos e específicos, para elaborar documentos que contribuam à ordenação, informação, disseminação do conhecimento, desenvolvimento técnico e normalização no setor de concreto e construção civil. Desde que eles foram reformulados, no começo da gestão do atual presidente do IBRACON, Prof. Tulio Bittencourt, os Comitês Técnicos (CTs) foram ativados um a um e, atualmente, 10 Comitês Técnicos estão em plena atividade.

Um balanço das atividades dos Comitês Técnicos foi feito pela diretora técnica do IBRACON, Enga. Inês Battagin, superintendente do ABNT/CB-18 (Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados da Associação Brasileira de Normas Técnicas), durante o 57º Congresso Brasileiro do Concreto.

Neste ano foram criados dois novos comitês: o Comitê de Uso de Materiais Não Convencionais para Reforço Estrutural e Concreto Reforçado com Fibras (CT 303) e o Comitê de Concreto Autoadensável (CT 202). Com isso, o IBRACON tem conseguido envolver cerca de 230 profissionais em discussões técnicas sobre o concreto, especialmente relacionadas às normas técnicas, o que tem ajudado na revisão das normas da ABNT.

O CT 303, que é um comitê conjunto entre os membros do IBRACON e da Associação Brasileira de Engenharia



Engª Inês Battagin, diretora técnica do IBRACON, em seu balanço das atividades dos Comitês Técnicos

e Consultoria Estrutural (ABECE), está atualmente discutindo, em seus grupos de trabalho, textos-base para a proposta de práticas recomendadas e de normas técnicas relacionadas ao projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras, à avaliação do comportamento mecânico e ao controle tecnológico do concreto reforçado com fibras.

O Comitê de Reação Álcali-Agregado (CT 201), por sua vez, está em fase final de preparação de textos-base para a revisão da ABNT NBR 15577:2008, num dos quais será proposto novo método de ensaio em prismas de concreto com tempo menor de realização em relação ao método atualmente normalizado. Por outro lado, o CT 201 prepara-se para lançar práticas recomendadas de prevenção, diagnóstico e medidas mitigadoras das reações álcali-agrega-

do, com base na ABNT NBR 15577. O CT 201 está também envolvido na organização da Conferência Internacional sobre Reação Álcali-Agregado no Concreto (ICAAR), que será realizada de 03 a 07 de julho de 2016, em São Paulo.

Outro Comitê bastante ativo, com a atuação de nove grupos de trabalho, é o de Ensaio Não Destrutivo (CT 402), onde se discutem temas, como ultrassonografia, resistividade elétrica do concreto, pacometria, determinação do potencial de corrosão de armaduras, determinação da profundidade de carbonatação, esclerometria, termografia, tomografia e georadar. O CT 402 tem discutido os textos-base para a revisão da ABNT NBR 8802:2013 e ABNT NBR 7584:2012.

O CT 202, coordenado pelo Prof. Bernardo Tutikian, da Unisinos, e

formado por três subcomitês (escolha dos materiais e métodos de dosagem; ensaios no estado fresco; e cuidados na execução e rastreabilidade), lançou no 57° Congresso Brasileiro do Concreto o e-book “Prática Recomendada IBRACON Concreto Autoadensável”, contemplando as discussões ocorridas desde março em seus subcomitês e o consenso alcançado entre seus 55 integrantes.

“O CT 202 sentiu no mercado brasileiro a necessidade por um documento mais amplo que a norma sobre concreto autoadensável (ABNT NBR 15823:2010), que fosse, ao mesmo tempo, didático na exposição e prático na aplicação, conciliando o conhecimento teórico e prático, para ser usado no canteiro de obras, nas concretéis e na indústria de pré-fabricados. Isto foi alcançado pela representação da cadeia produtiva do concreto no Comitê, com a participação de representantes de universidades, concretéis, pré-fabricados, aditivos químicos, cimenteiras e associações”, contextualizou Tutikian.

O e-book, com 76 páginas, traz para a comunidade técnica os conceitos relacionados ao concreto autoadensável, as recomendações para seleção de materiais, os métodos de dosagem, os procedimentos de mistura, as recomendações para sua aceitação no estado fresco e para seu transporte, lançamento e rastreamento na obra. A publicação contou com o patrocínio das empresas Concrebrás, Engemix, Grace, Unisinos, itt performance e Votorantim.

O Comitê de Projetos de Estruturas de Concreto (CT 301), que é também

um comitê conjunto IBRACON/ABECE, foi protagonista em 2008, trabalhando junto à ABNT, para a conquista do registro da ABNT NBR 6118 como documento de validade internacional pela International Organization for Standardization (ISO). Em 2015, concomitantemente ao 57° Congresso Brasileiro do Concreto, o Brasil pleiteava obter, por meio de seus representantes, Profa. Sofia Diniz e Enga. Suely Bueno, na reunião da ISO na Coreia do Sul, a renovação do registro da ABNT NBR 6118 diante das novas exigências internacionais contempladas na ISO 19338, o que foi conseguido. O CT 301 trabalhou também arduamente durante o ano para conseguir lançar no 57° Congresso Brasileiro do Concreto a Prática Recomendada “Comentários e Aplicações da ABNT NBR 6118:2014”.

O principal motivo para o lançamento de uma nova Prática Recomendada sobre o projeto de estruturas de concreto é a própria revisão ocorrida na ABNT NBR 6118 em 2014. A nova

norma passou a incluir, para efeitos de cálculos e dimensionamentos, os concretos do grupo II de resistência. Para Alio Kimura, secretário da Comissão de Estudo para revisão da ABNT NBR 6118 e integrante do CT 301, a Prática Recomendada vem complementar a norma em vigor na medida em que pode esclarecer as dúvidas surgidas com a leitura da norma através dos comentários e das aplicações.

Em relação à edição anterior, a nova Prática Recomendada passou de nove para 19 exemplos de aplicação e contou com número maior de colaboradores – ao todo, 93 profissionais. Na parte I – Comentários manteve-se a mesma numeração da norma brasileira. Entre as seções que mereceram destaque na exposição de Kimura estão: requisitos gerais de qualidade da estrutura e avaliação da conformidade do projeto; diretrizes para a durabilidade das estruturas de concreto; critérios de projeto que visam à durabilidade; instabilidade e efeitos de segunda ordem;



Prof. Bernardo Tutikian em sua exposição do e-book lançado pelo IBRACON



Eng. Alio Kimura apresentando as novidades da nova edição da Prática Recomendada sobre a ABNT NBR 6118:2014

dimensionamento e verificação de elementos lineares e de lajes; entre outros.

Na parte II – Exemplos, o palestrante destacou: exemplos de aplicação de critérios de durabilidade; imperfeição geométrica global; pilar esbelto de alta resistência; dimensionamento de pilar-parede; instabilidade lateral de vigas; e dimensionamento de blocos de fundações sobre duas e quatro estacas.

“Os assuntos da norma ABNT NBR 6118 são complexos, gerando muitas vezes dúvidas e necessidades de evolução técnica. Mas, com diálogo no âmbito do CT 301 conseguimos, para quase todos os itens, o consenso do grupo”, esclareceu Kimura no que diz respeito à forma como as discussões foram encaminhadas no CT 301 para a elaboração da parte I da publicação.

A publicação, com cerca de quase 500 páginas, contou com o patrocínio das empresas Ancora Pro, Engeti, Equilibrata, Gerdau, Schwing Stetter, Vedacit e Votorantim.

Segundo Inês Battagin, a norma

ABNT NBR 6118 foi revisada no curto espaço de tempo de dois anos pelo fato de que muitas informações e conceitos tratados na edição anterior da Prática Recomendada contribuíram para agilizar os trabalhos na Comissão de Estudo, citando, como exemplo os coeficientes que consideram o tipo de

agregado para a avaliação teórica dos valores do módulo de elasticidade em função da resistência à compressão do concreto.

Os CTs têm atuado fortemente junto à ABNT na representação brasileira em trabalhos internacionais de normalização no âmbito do ISO/TC 71 (ISO Technical Committee of Concrete, Reinforced Concrete and Pre-stressed Concrete), não apenas no âmbito do Projeto Estrutural, mas em diversos outros trabalhos, como a normalização internacional de requisitos e métodos de ensaios para o concreto autoadensável, o uso de materiais não convencionais para reforço estrutural e ensaios de durabilidade do concreto.

DIRETORIA DE PUBLICAÇÕES E DIVULGAÇÃO TÉCNICA DO IBRACON LANÇA LIVROS

Além do e-book e dos comentários à ABNT NBR 6118, foram lançadas



Prof. Paulo Helene, diretor de publicações e divulgação técnica, ao lado do presidente do IBRACON, Prof. Tulio Bittencourt e da diretora técnica, Engª Inês Battagin

pela Diretoria de Publicações Técnicas do IBRACON, a cargo do Prof. Paulo Helene, outras duas publicações:

- ▶ “Sistemas de Fôrmas para Edifícios: recomendações para a melhoria da qualidade e da produtividade com redução de custo”, do Eng. Antonio Carlos Zorzi, que propõe diretrizes para a racionalização de sistemas de fôrmas empregados na execução de estruturas de concreto armado e que utilizam o molde em madeira (patrocinada pela empresa Peri, editado pelo IBRACON, com prefácio do Prof. Paulo Helene);
- ▶ “Projeto da Durabilidade de Estruturas de Concreto em Ambientes de Severa Agressividade”, do Prof. Odd Gjørv, que trata com profundidade o tema da durabilidade de estruturas em ambientes marinhos, com foco nos modelos de penetração de cloretos e da corrosão de armaduras (patrocinado pela empresa Weber Saint-Gobain e editada pela Oficina de Textos).

Na palestra de lançamento de seu livro, Zorzi apontou onde se pode atuar para obter um sistema de fôrmas racionalizado: no projeto arquitetônico e em seu lançamento estrutural, evitando elementos e configurações que dificultem a montagem da fôrma e a desforma; na escolha dos materiais componentes do molde de madeira, praticando-se o controle da densidade de massa aparente e da umidade da madeira; no projeto de produção da fôrma de madeira, com a eliminação do improvisado, a representação gráfica do dimensionamento e as plantas de montagem do sistema; na fabricação da fôrma, como a pintura da madeira serada componente da fôrma; na seleção do tipo de cimbramento; nas diretrizes de montagem, desforma e verificações no sistema, com um procedimento de execução; e no treinamento da mão de obra. Segundo o autor, estudos de casos sobre a aplicação do sistema racionalizado têm mostrado melhoras nos indicadores de produtividade, qualida-



Eng. Antonio Carlos Zorzi em palestra de lançamento de seu livro

de e custo de construção de edifícios multipavimentos.

Helene destacou a importância das obras para a comunidade técnica em geral envolvida com o projeto, a execução e a reabilitação de estruturas de concreto. Segundo ele, de 30 a 40% do custo da estrutura vem das fôrmas, razão pela qual se faz importante a divulgação de um sistema racionalizado de fôrmas. Com relação ao livro do Odd Gjørv, o diretor do IBRACON salientou que o professor esteve envolvido no projeto de várias plataformas de concreto norueguesas para a extração de petróleo em alto-mar e que faz parte de um grupo de consultores responsável pelo projeto de construção de cidades no mar em Cingapura, onde o seu casco seria o estacionamento para veículos. Finalmente, sobre as Práticas Recomendadas disse que são documentos básicos para profissionais que trabalham com o projeto de estruturas de concreto e com a especificação de concretos. 



Prof. Odd Gjørv autografa seu livro lançado no 57° CBC

Avanços na modelagem do comportamento do concreto

Javier Oliver, pesquisador no *International Center for Numerical Methods in Engineering* (Cimne) e professor na Universidade Técnica da Catalunha, na Espanha, expôs em sua palestra no Simpósio de Modelagem Computacional do Concreto e das Estruturas de Concreto, evento paralelo ao 57º Congresso Brasileiro do Concreto, ocorrido de 27 a 30 de outubro, em Bonito, as tendências passadas, presentes e futuras na modelagem computacional da fissuração no concreto. Sua apresentação foi dividida em três partes: simulação numérica da fissuração no concreto; abordagem mecânica da modelagem do concreto; e o futuro do concreto em termos de modelagem.

Segundo ele, a simulação do comportamento do concreto é ainda um desafio porque o concreto é um material compósito (com diferentes componentes em interação), com instabilidade não linear no que diz respeito à fissuração por carregamento (por conta da descontinuidade de resistência no concreto em função de sua não homogeneidade em variadas escalas de observação) e, com isso, com um comportamento de tensão/deformação não simétrico (o que requer uma abordagem mecânica complexa), que apresenta fissuração em variadas escalas (aumentando os custos e a robustez das análises computacionais) e com efeitos dependentes do tempo (mais um complicador na modelagem do concreto).



Prof. Javier Oliver em sua apresentação no 57º CBC

Em relação aos modelos numéricos da fissuração do concreto, ele mostrou as aplicações e limitações das abordagens computacionais das fraturas no concreto e as estratégias de modelagem dos caminhos da fissuração no concreto. Quanto às abordagens mecânicas do problema, Oliver apontou as vantagens e desvantagens dos modelos que consideram o concreto armado como feixes de filamentos de concreto e de aço, dos modelos que veem o concreto armado como um material compósito, formado por uma matriz de argamassa e por uma seção de armaduras de aço, dos modelos que postulam ser o concreto reforçado com fibras dotado de uma microestrutura contínua e, por fim, da modelagem computacional do concreto em múltiplas escalas, onde

a ferramenta dos elementos finitos é aplicada em cada escala considerada para a modelagem.

Para o palestrante a modelagem do comportamento estrutural do concreto tem o potencial de no futuro possibilitar a engenharia de novos materiais baseados em materiais cimentícios, com propriedades não encontradas nos materiais da natureza (metamateriais), e pode se constituir em ferramenta computacional poderosa para projetar estruturas com maior resistência mecânica e com menor consumo de concreto.

Por outro lado, o professor da *Northwestern University*, dos Estados Unidos, Gianluca Cusatis, abordou a modelagem computacional aplicada aos fenômenos de envelhecimento e deterioração do concreto. Esses fenômenos têm sido responsáveis, segundo o palestrante, por uma em cada nove pontes nos Estados Unidos ser classificada como estruturalmente deficiente, sendo a idade média dessas pontes de 42 anos, o que mostra a importância de se entender e se controlar tais fenômenos.

Para isso, Cusatis propôs um procedimento em três estágios:

- ▶ Aprender com o passado: levantamento das informações relativas à estrutura no que diz respeito às suas especificações de projeto, de dosagem do concreto e histórico de dados de monitoramento e de manutenções;

- ▶ Acessar o presente: avaliação das condições da estrutura por meio de análises visuais e de variados métodos destrutivos e não destrutivos;
- ▶ Predizer o futuro: com base nos dados dos dois estágios anteriores e numa abordagem computacional de múltiplas escalas e de múltiplas perspectivas científicas, ser capaz de prever a vida útil da estrutura. A modelagem computacional do envelhecimento e deterioração do concreto é:
 - ▶ Multiescalar porque deve integrar vários modelos de degradação e vários fatores de envelhecimento do concreto (fissuras, reações álcali-agregado, ciclos de gelo/degelo, etc.);
 - ▶ Caracterizada por múltiplas perspectivas científicas porque deve considerar tanto fenômenos como o transporte de agentes agressivos no concreto, quanto as reações químicas que acontecem no interior do concreto;



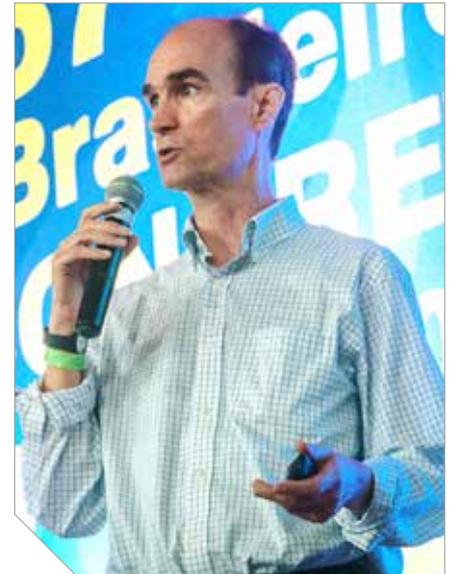
Prof. Gianluca Cusatis em momento de sua palestra

- ▶ Estocástica porque os parâmetros para modelagem dos materiais pertencem a campos correlacionados estatisticamente no tempo.

Por fim, a modelagem deve ser calibrada e validada em suas diferentes escalas por dados experimentais de métodos destrutivos e não destrutivos.

Para exemplificar sua abordagem multiescalar e multicientífica, Cusatis primeiramente expôs como se pode fazer a modelagem da reação álcali-agregado, reação química entre os minerais dos agregados e a sílica do cimento que, na presença de água, produz um gel expansivo, que pode causar a fissuração do concreto, sendo um dos principais mecanismos da deterioração de algumas estruturas de concreto, como barragens, pontes e fundações. Em seguida, expôs o modelo denominado “Lattice Discrete Particle Model” (LDPM), um modelo discreto da meso-escala estrutural do concreto capaz de descrever acuradamente o comportamento macroscópico do concreto nos regimes fresco, endurecido, elástico e de fratura. Por fim, ele mostrou como os dois modelos poderiam ser amalgamados, apontando para os avanços e as limitações dessa abordagem, argumentando que o LDPM poderia ser estendido para outros mecanismos de deterioração do concreto.

Complementando sua apresentação, John Bolander, professor da Universidade da Califórnia, em Davis, nos Estados Unidos, apresentou os estudos que vem desenvolvendo com outros colegas de como usar modelos computacionais discretos multiescalares, como o LDPM, para a simulação do comportamento estrutural de com-



Prof. John Bolander durante sua apresentação

pósitos cimentícios reforçados com fibras. Segundo ele, nesses modelos as fibras são representadas individualmente na matriz cimentícia em variadas escalas, o que possibilita simular os efeitos de sua distribuição não uniforme na matriz e a transferência dos esforços ao longo da interface do comprimento da fibra. Com isso, obtém-se a modelagem do comportamento dos compósitos cimentícios reforçados com fibras aos esforços de tensão, o que permite prever a abertura de fissuras e sua distribuição no material.

O palestrante concluiu dizendo que o próximo passo nas pesquisas é sair do ambiente do laboratório, tornando as ferramentas aplicáveis nos canteiros de obras.

O Simpósio teve o apoio institucional da Universidade Estadual Paulista “Julio de Mesquita Filho” – Campus de Bauru, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e da Associação Brasileira de Métodos Computacionais em Engenharia (Abmec). 

Sócios do IBRACON elegem conselho diretor

Em votação direta e secreta, os associados ao Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), entidade técnico-científica, de caráter associativo, sem fins lucrativos, fundada em 1972, para divulgar a tecnologia do concreto e seus sistemas construtivos, elegeram os membros do seu Conselho Diretor para a gestão 2015/2017.

Puderam participar da eleição todos os associados ao IBRACON, adimplentes e com mais de seis meses de filiação, excluídos os da categoria “Estudante de Graduação”. Nas cédulas de votação, os sócios assinalaram seu voto nos nomes dos associados que desejaram concorrer às vagas do Conselho Diretor ou indicaram um associado de sua preferência no campo em branco.

A cédula pôde ser remetida ao IBRACON pelos Correios (procedimento no qual o sócio se identificava no envelope, mas não na cédula) ou depositada diretamente na urna no estande do IBRACON na XI Feira Brasileira das Construções em



Associado ao IBRACON deposita seu voto na urna durante o 57º CBC

Concreto, realizada conjuntamente com o 57º Congresso Brasileiro do Concreto, no Centro de Convenções de Bonito, de 27 a 30 de outubro. As cédulas recebidas pelos Correios tiveram seus envelopes abertos publicamente pelos membros da Comissão de Apuração, formada pelos Flávio Moreira Salles, presidente da Comissão, acompanhados de Anne Neiry de Mendonça Lopes, Luciana dos Anjos Farias, Carla Sahium, Janaina das

Graças Araújo e Haroldo de Maio Bernardes, e foram depositadas fechadas nas urnas de votação. Dos votos apurados pela Comissão, 202 no total, 174 foram considerados como válidos.

Confira os eleitos na Tabela 1.

Órgão máximo deliberativo do Instituto Brasileiro do Concreto, o Conselho Diretor é formado pelos 10 associados mais votados na categoria “Individual” e pelos 10 associados mais votados nas categorias “Coletivos” e “Mantenedores”. Também fazem parte do Conselho, os ex-presidentes do IBRACON, como conselheiros permanentes.

Dentre outras atribuições, cabe ao Conselho a eleição do novo Presidente do IBRACON, que deve ser escolhido entre seus conselheiros da categoria “Individual”. O Presidente escolhido deve ser sócio diamante, além de cumprir uma série de outros requisitos, mas principalmente, apresentar um bom Programa de Trabalho. A eleição do novo presidente do IBRACON está marcada para o próximo dia 10 de dezembro. ➤

▶ Tabela 1 – Eleição do Conselho Diretor

Sócios mantenedores e coletivos eleitos para a gestão 2015-2017	Sócios individuais eleitos para a gestão 2015-2017
ABCIC	Cláudio Sbrighi Neto
ABCP	Luiz Prado Vieira Júnior
Eletobras FURNAS	Inês L. da Silva Battagin
Otto Baumgart	Iria Licia Oliva Doniak
Escola Politécnica da USP	Antonio Domingues Figueiredo
IPT	Enio José Pazini Figueiredo
Falcão Bauer	Maurice Antoine Traboulsi
PhD Engenharia	Augusto Carlos de Vasconcelos
Cimento Cauê	Júlio Timerman
ABESC	Nelson Covas

Modelo generalizado para dimensionamento à flexão segundo as mudanças da ABNT NBR:6118

RICARDO JOSÉ CARVALHO SILVA – PROFESSOR DOUTOR, CARLOS VALBSON DOS SANTOS ARAÚJO – ALUNO GRADUAÇÃO,
ÉSIO MAGALHÃES FEITOSA LIMA – ALUNO GRADUAÇÃO

UNIVERSIDADE ESTADUAL VALE DO ACARAÚ

1. INTRODUÇÃO

A norma brasileira de projeto de estruturas de concreto, ABNT NBR:6118, até sua edição de 2007 [1], aplicava-se a estruturas executadas com concretos pertencentes ao grupo I de resistências (C10 a C50), de acordo com a classificação da ABNT NBR:8953 [2]. A consideração desse grupo de resistências devia-se ao fato de os concretos de classes acima de C50 não serem muito utilizados em obras comuns, por questões de produção ou mesmo por o seu uso não compensar economicamente, devido ao porte da obra.

Com o avanço da tecnologia do concreto e a disseminação do uso de concreto dosado em central, a utilização de concretos com resistência elevada se tornou cada vez maior. Essa mudança na preferência das construtoras trouxe a necessidade da consideração de resistências maiores que 50 MPa, por parte dos projetistas, no dimensionamento dos elementos estruturais. Isso exigiu, então, a atualização dos códigos brasileiros que

normalizam as construções em concreto, principalmente das normas que regulamentam os projetos estruturais. Assim, a edição de 2014 da ABNT NBR:6118 [3], passou a abranger concretos do grupo II de resistências (C55 a C90), de forma a servir como base para o processo de dimensionamento e verificação de estruturas que usam concretos com resistências até 90 MPa.

Entretanto, as equações que a norma de projeto [3] traz para caracterizar as propriedades dos concretos de classes a partir de C55 diferem daquelas utilizadas para os de classe até C50, visto que o comportamento daqueles não obedece às mesmas leis matemáticas dos pertencentes ao grupo I de resistências. Assim, a ABNT NBR:6118 [3] propõe fórmulas diferentes para a resistência média à tração ($f_{ct,m}$), módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}), tensão de compressão (σ_c), deformações específicas (ϵ_{c2} e ϵ_{cu}) e coeficiente de fluência ($\varphi(t_\infty, t_0)$) do concreto, de acordo com a classe e o grupo de resistências considerados. Os valores dessas va-

riáveis influenciam diretamente no dimensionamento de peças estruturais submetidas à flexão, principalmente para aquelas que se encontram no Domínio 2, onde a tensão de compressão no concreto é inferior à tensão última ($\alpha_c f_{cd}$), dada pela norma [3] quando se considera o diagrama retangular simplificado de tensões.

Porém, os roteiros de cálculo até então ensinados nos livros-texto de dimensionamento só consideravam os valores dados pela ABNT NBR:6118 [1] para concretos de classes C20 a C50, não sendo válidos para os de classe C55 até C90. Então, viu-se a necessidade de desenvolver um modelo generalizado de cálculo, que pudesse ser utilizado para concretos com resistências de 20 a 90 MPa, de forma a atender às exigências dadas pela nova edição dessa norma.

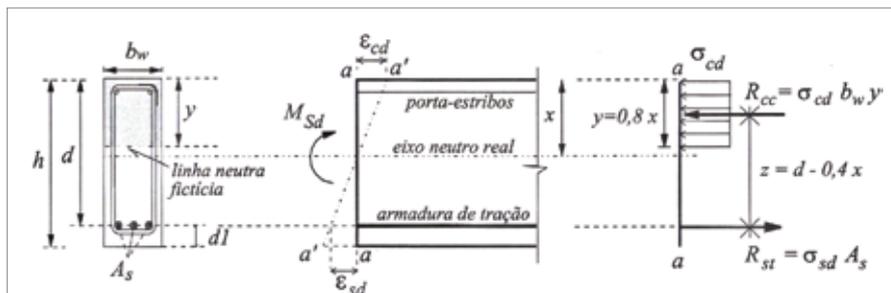
Com isso, o objetivo deste trabalho é propor um modelo para o cálculo, à mão, da armadura de flexão, que possa ser utilizado com concretos dos grupos I e II de resistências, considerando as variações da tensão σ_c no concreto, para os diferentes

domínios de deformação, de forma a simplificar o cálculo e facilitar o seu ensino e aprendizagem, permitindo uma visualização e entendimento melhores de como se dá o dimensionamento de elementos submetidos à flexão.

2. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SEGUNDO ALGUNS AUTORES

Segundo Clímaco [4], dimensionar uma peça à flexão consiste, basicamente, de duas etapas: a primeira é encontrar as dimensões da seção transversal da peça e a área das armaduras, obtidas para um momento fletor de cálculo (M_{sd}); e a segunda é a verificação do comportamento da peça aos Estados Limites de Serviço (ELS). Para o dimensionamento da armadura de flexão ele diz que as expressões devem ser obtidas por duas vias: a compatibilidade de deformações, baseada na hipótese das seções planas de Bernoulli, e o equilíbrio da seção, imposto pela condição de que o momento M_{sd} deve ser menor ou igual ao binário composto pelas resultantes de compressão no concreto (R_{cc}) e de tração no aço (R_{st}), que compõem o momento resistente $M_{Rd} = R_{cc} \cdot z = R_{st} \cdot z$, conforme mostrado na Figura 1.

À esquerda da Figura 1, são apresentados os detalhes de uma seção transversal retangular com armadura simples. No centro, é representado um corte longitudinal onde são mostradas as deformações específicas de encurtamento do concreto (ϵ_{cd}) e de alongamento do aço (ϵ_{sd}). À direita, é mostrado o diagrama retangular simplificado dado pela edição de 2007 da ABNT NBR:6118 [1], onde $\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd}$ é a tensão última de compressão no concreto, x é a profundidade da linha neutra da seção e σ_{sd} é a tensão de tração máxima na armadura. Considerando a compatibilidade de deformações



► **Figura 1**
Seção retangular com armadura simples no estado limite último (FONTE: Clímaco, 2013)

do aço e do concreto e, analisando a rotação da seção, por semelhança de triângulos obtêm-se:

$$\epsilon_{cd} = \frac{x}{d-x} \epsilon_{sd} \quad [1]$$

Clímaco [4] propõe o coeficiente adimensional $k_x = x/d$, que representa a profundidade relativa da linha neutra. Assim, a deformação específica ϵ_{cd} pode ser expressa como:

$$\epsilon_{cd} = \frac{k_x}{1-k_x} \epsilon_{sd} \quad [2]$$

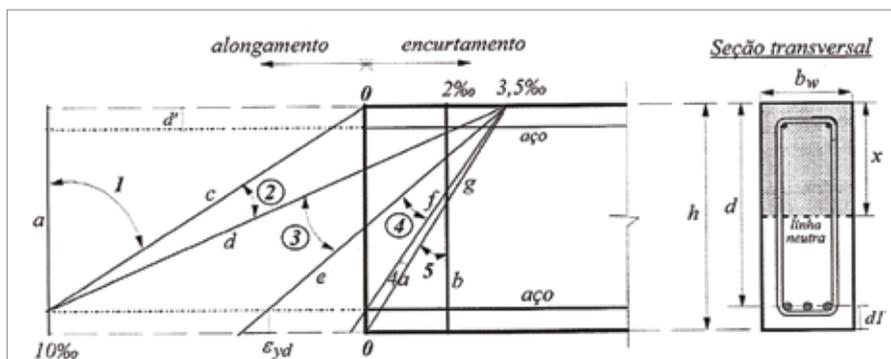
E o coeficiente k_x pode ser encontrado com a Equação 3.

$$k_x = \frac{\epsilon_{cd}}{\epsilon_{cd} + \epsilon_{sd}} \quad [3]$$

A partir dessa equação e, considerando os domínios de deformação das seções no Estado Limite Último (ELU), ilustrados na Figura 2, Clímaco [4] apresenta os seguintes intervalos para os valores do coeficiente k_x , definidos pelos limites das deformações máximas do concreto e do aço:

- Limite entre os domínios 1-2: $k_x = 0$
- Limite entre os domínios 2-3: $k_x = 0,259$
- Limite entre os domínios 3-4: $k_x = 3,5\% / (3,5\% + \epsilon_{yld})$
- Limite entre os domínios 4-4a: $k_x = 1$

Com isso, percebe-se que, variando o coeficiente k_x no intervalo de 0 a 1, pode-se definir todas as situações



► **Figura 2**
Domínios de deformação das seções no estado limite último (FONTE: Clímaco, 2013)

possíveis do dimensionamento de seções de concreto submetidas à flexão simples.

Analisando novamente a Figura 1 e, fazendo o equilíbrio de momentos para o concreto à compressão, tem-se:

$$M_{sd} = R_{cc} z = (\sigma_{cd} b_w y)(d - 0,4x) \quad [4]$$

$$M_{sd} = 0,85 f_{cd} b_w 0,8x(d - 0,4x) \quad [5]$$

$$M_{sd} = 0,68 \left(\frac{x}{d}\right) \left[1 - 0,4\left(\frac{x}{d}\right)\right] b_w d^2 f_{cd} \quad [6]$$

$$M_{sd} = 0,68 k_x (1 - 0,4k_x) b_w d^2 f_{cd} \quad [7]$$

Da Equação 7, pode-se obter o coeficiente do momento de cálculo k_{md} através da seguinte definição:

$$k_{md} = 0,68 k_x (1 - 0,4k_x) \quad [8]$$

Substituindo na Equação 7:

$$M_{sd} = k_{md} b_w d^2 f_{cd} \quad [9]$$

$$k_{md} = \frac{M_{sd}}{b_w d^2 f_{cd}} \quad [10]$$

Resolvendo a Equação 8, de grau 2 em k_x , obtém-se uma expressão para k_x em função de k_{md} :

$$k_x = 1,25 - 1,917 \sqrt{0,425 - k_{md}} \quad [11]$$

Com isso, conhecendo as dimensões da seção transversal, a resistência à compressão do concreto e o momento solicitante, encontra-se o valor de k_{md} a partir da Equação 10. Substituindo esse valor na Equação 11 obtém-se o valor de k_x e o correspondente domínio em que a peça se encontra. Porém, a Equação 10 foi deduzida para a tensão

última de compressão no concreto $\sigma_{cd} = 0,85 f_{cd}$. Para essa tensão supe-se que o concreto seja esmagado, o que não ocorre em peças no domínio 2, ou seja, para valores de k_x menores que 0,259, é necessário considerar a tensão real atuante no concreto.

Clímaco [4] apresenta então o coeficiente β de correção dessa tensão, dado pelas expressões da Equação 12, considerando as deformações do concreto no domínio 2. Esse coeficiente é encontrado igualando-se as resultantes R_{cc} dos diagramas parábola-retângulo e retangular simplificado, dados pela ABNT NBR:6118 [1], e analisando a compatibilidade de deformações na zona comprimida de concreto a partir de princípios básicos da Mecânica dos Sólidos.

$$\beta = \begin{cases} 0,59 \sqrt{\varepsilon_{sc}} & , \text{ se } 0 \leq \varepsilon_{sc} < 2,0\text{‰} \\ 1,25 \left[1 - \frac{0,67}{\varepsilon_{sc}} \right] & , \text{ se } 2,0\text{‰} \leq \varepsilon_{sc} \leq 3,5\text{‰} \end{cases} \quad [12]$$

Nas expressões da Equação 12, a deformação ε_{sc} é dada em ‰ e calculada com a Equação 2, utilizando o valor de k_x encontrado com a Equação 11. Com isso, calcula-se um novo coeficiente do momento, $k_{md,cor}$, dividindo o valor obtido com a Equação 10 pelo valor de β e substitui-o na Equação 11, encontrando uma nova profundidade relativa da linha neutra, $k_{x,cor}$, agora considerando uma tensão de compressão mais próxima da real.

Da Equação 7 pode-se definir também o coeficiente do braço de alavanca $k_z = z/d$, em função de k_x :

$$k_z = 1 - 0,4k_x \quad [13]$$

Fazendo agora o equilíbrio de momentos para o aço a tração, a partir da Figura 1, tem-se:

$$M_{sd} = R_{st} z = (\sigma_{st} A_s) z \quad [14]$$

$$M_{sd} = \sigma_{st} A_s k_z d \quad [15]$$

De onde se obtém a área de aço necessária ao equilíbrio:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z d \sigma_{st}} \quad [16]$$

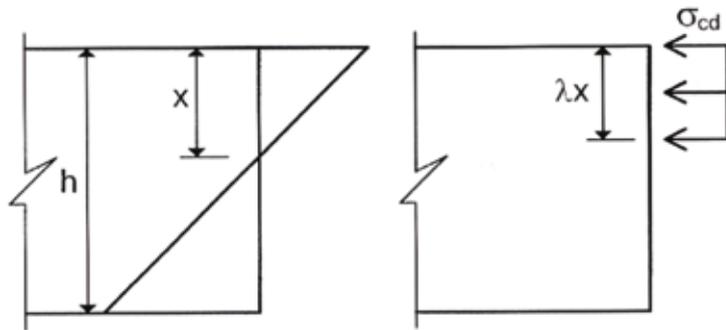
Assim, calcula-se k_z com o valor de k_x , ou $k_{x,cor}$, e então encontra-se a área de aço da armadura com a Equação 16, onde σ_{st} é igual à tensão de escoamento do aço f_{yd} .

Esse roteiro de dimensionamento foi desenvolvido considerando o diagrama retangular simplificado proposto pela ABNT NBR:6118 [1], que considera apenas concretos com resistência à compressão inferior ou igual a 50 MPa. Assim, o dimensionamento para concretos do grupo II de resistências não pode ser feito utilizando essas expressões.

Araújo [5] propõe um modelo de dimensionamento baseado na edição de 2014 da ABNT NBR:6118 [3], que também abrange concretos das classes C55 a C90. Para isso, ele utiliza o diagrama retangular de tensões dado em [3] e representado na Figura 3.

Conforme mostrado nessa figura, admite-se que a tensão no concreto seja dada por $\sigma_{cd} = \alpha_c f_{cd}$, desde a borda mais comprimida da seção até uma distância λx , onde x é a profundidade da linha neutra. Os valores de α_c e λ são dados por:

$$\alpha_c = \begin{cases} 0,85 & \text{para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,85 \left[1 - \left(\frac{f_{ck} - 50}{200} \right) \right] & \text{para concretos com } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad [17]$$



► **Figura 3**
Distribuição das tensões no concreto (FONTE: Araújo, 2014)

$$\lambda = \begin{cases} 0,8 & \text{para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,8 - \left(\frac{f_{ck} - 50}{400} \right) & \text{para concretos com } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad [18]$$

Araújo [5] diz que, para garantir uma maior ductilidade das vigas, é necessário limitar a profundidade da linha neutra, de modo a se obter uma ruptura distante do domínio 4. Para isso, ele restringe a profundidade relativa da linha neutra, x/d , a valores limite dados pelo CEB/90 [6], mostrados a seguir e ilustrados na Figura 4.

$$x/d = \begin{cases} 0,45 & \text{se } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa} \\ 0,35 & \text{se } f_{ck} > 35 \text{ MPa} \end{cases} \quad [19]$$

A norma brasileira [3] também limita o valor da profundidade da linha neutra, porém ela recomenda o valor da relação x/d igual a 0,45 para concretos até 50 MPa e igual a 0,35 para concretos de 55 a 90 MPa.

A Figura 5 mostra uma seção transversal de viga com armadura simples, onde M_d é o momento de cálculo e A_s , a área de aço da armadura de flexão. Ao lado são representadas as tensões no concreto e na armadura e a profundidade da linha neutra fictícia, considerada quando se utiliza o diagrama retangular simplificado. Por último, apresentam-se as resultantes de compressão no

concreto (R_{cc}) e de tração no aço (R_{sd}), com o respectivo braço de alavanca (Z), onde:

$$R_{cc} = \lambda b x \sigma_{cd} \quad [20]$$

$$R_{sd} = A_s f_{cd} \quad [21]$$

$$Z = d - 0,5 \lambda x \quad [22]$$

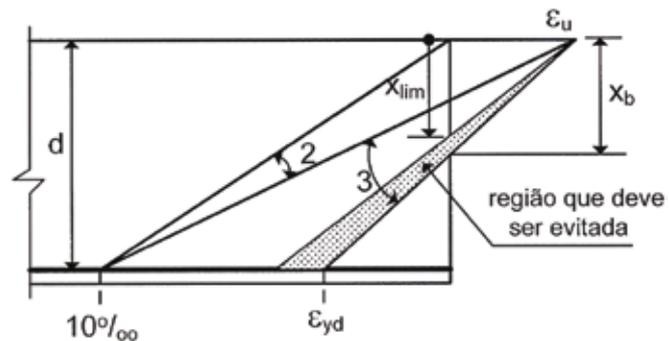
Fazendo então o equilíbrio de momentos em relação ao centróide da seção, temos:

$$M_d = R_{cc} Z \quad [23]$$

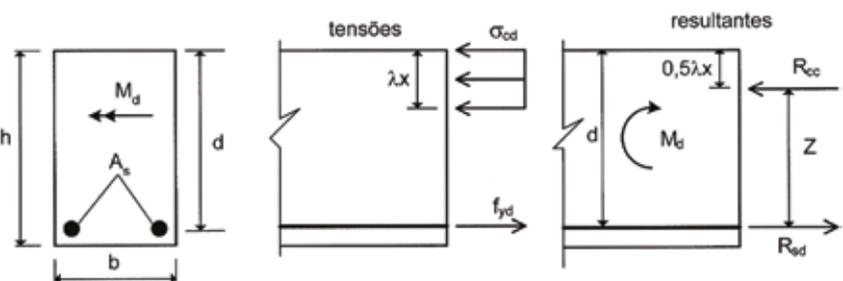
$$M_d = \lambda b x (d - 0,5 \lambda x) \sigma_{cd} \quad [24]$$

$$M_d = \lambda b \left(\frac{x}{d} \right) \left[1 - 0,5 \lambda \left(\frac{x}{d} \right) \right] d^2 \sigma_{cd} \quad [25]$$

Araújo [5] chama a relação x/d de ξ .



► **Figura 4**
Profundidade limite da linha neutra para garantir ductilidade adequada (FONTE: Araújo, 2014)



► **Figura 5**
Seção retangular com armadura simples, tensões e resultantes das tensões na seção transversal (FONTE: Araújo, 2014)

Assim, a Equação 25 fica:

$$M_d = \lambda b \xi (1 - 0,5 \lambda \xi) d^2 \sigma_{c,d} \quad [26]$$

Dessa equação pode-se definir o parâmetro adimensional μ :

$$\mu = \lambda \xi (1 - 0,5 \lambda \xi) \quad [27]$$

Então a Equação 26 fica:

$$M_d = \mu b d^2 \sigma_{c,d} \quad [28]$$

Araújo [5] define o momento limite reduzido μ_{lim} , dado na Equação 29, onde ξ_{lim} é o valor limite para x/d , dado na Equação 19, que depende do concreto utilizado.

$$\mu_{lim} = \lambda \xi_{lim} (1 - 0,5 \lambda \xi_{lim}) \quad [29]$$

E da Equação 28 tem-se a expressão do momento solicitante reduzido μ , em função do momento fletor solicitante M_d :

$$\mu = \frac{M_d}{b d^2 \sigma_{c,d}} \quad [30]$$

Assim, para o dimensionamento à flexão simples deve-se calcular o parâmetro μ e compará-lo com o valor limi-

te μ_{lim} . Se $\mu \leq \mu_{lim}$, o dimensionamento deve ser feito com armadura simples. Mas se $\mu > \mu_{lim}$, deve-se dimensionar a seção com armadura dupla. Para essa última condição, não significa que a viga esteja no domínio 4, apenas pretende-se garantir a ductilidade da seção antes que esse domínio seja atingido.

Resolvendo a Equação 27 em função do adimensional ξ , encontram-se duas raízes, porém apenas uma delas indica que a linha neutra cai dentro da seção transversal, sendo a única que tem o significado correto. A solução é dada pela Equação 31.

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{\lambda} \quad [31]$$

Fazendo, agora, o equilíbrio de forças para as resultantes dadas na Figura 5, tem-se:

$$R_{s,t} = R_{s,c} \quad [32]$$

$$A_s f_{s,d} = \lambda b x \sigma_{c,d} \quad [33]$$

Fazendo $x = \xi d$, com ξ obtido da Equação 31, e substituindo na Equação 33:

$$A_s = \lambda \xi b d \frac{\sigma_{c,d}}{f_{s,d}} \quad [34]$$

Assim, o dimensionamento à flexão com armadura simples, de acordo com Araújo [5], se reduz a encontrar os valores de μ , ξ e A_s , utilizando as equações 30, 31 e 34, respectivamente. Porém, esse método não considera a variação da tensão atuante no concreto quando a peça estiver no domínio 2, uma simplificação que pode resultar em uma área de aço menor que a necessária.

3. APRESENTAÇÃO DO MODELO GENERALIZADO

O modelo de dimensionamento proposto também considera o coeficiente adimensional k_x dado na Equação 3, porém aqui utiliza-se o diagrama de domínios de deformação no Estado Limite Último (ELU) dado pela norma [3] e representado na Figura 6, a partir da qual, por semelhança de triângulos, pode-se definir os limites entre os domínios através dos valores de k_x , como mostrado a seguir:

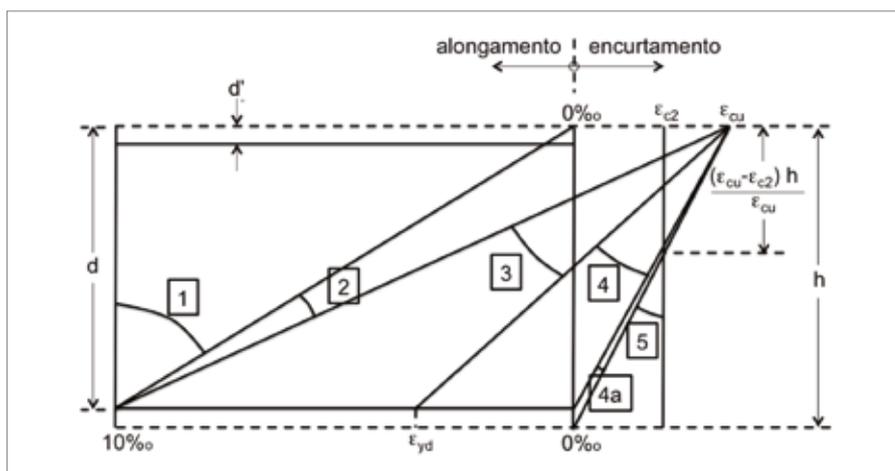
- ▶ Limite entre os domínios 1-2: $k_x = 0$
- ▶ Limite entre os domínios 2-3: $k_x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + 10\text{‰})$
- ▶ Limite entre os domínios 3-4: $k_x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd})$
- ▶ Limite entre os domínios 4-4a: $k_x = 1$

Na Figura 6, os valores de ϵ_{cu} e ϵ_{c2} são dados por:

$$\epsilon_{cu} = \begin{cases} 3,5\text{‰} & \text{para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,6\text{‰} + 35\text{‰} \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{para concretos com } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad [35]$$

$$\epsilon_{c2} = \begin{cases} 2,0\text{‰} & \text{para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,0\text{‰} + 0,085\text{‰} (f_{ck} - 50)^{0,53} & \text{para concretos com } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad [36]$$

Assim como Araújo [5], aqui



▶ **Figura 6**
Domínios de deformação no ELU de uma seção transversal
(FONTE: ABNT NBR 6118, 2014)

também pretende-se garantir a ductilidade da seção restringindo-se a altura da linha neutra, porém consideram-se os valores limite para a profundidade relativa da linha neutra dados pela edição de 2014 da ABNT NBR:6118 [3], mostrados na Equação 37.

$$x/d = \begin{cases} 0,45 & \text{se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,35 & \text{se } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad [37]$$

Então, se o valor de k_x encontrado respeitar esses valores, tem-se uma peça no domínio 3 com boa ductilidade, mas se o valor for maior, tem-se uma peça com pouca ductilidade, mesmo ainda estando no domínio 3, devendo-se alterar as dimensões da seção e utilizar um concreto com maior resistência à compressão ou calculá-la com armadura dupla.

Considerando as prescrições da norma brasileira [3], pode-se fazer o dimensionamento no ELU utilizando o diagrama retangular simplificado de tensões, como mostrado na Figura 7. Aqui serão considerados os valores de α_c e λ dados pelas equações 17 e 18.

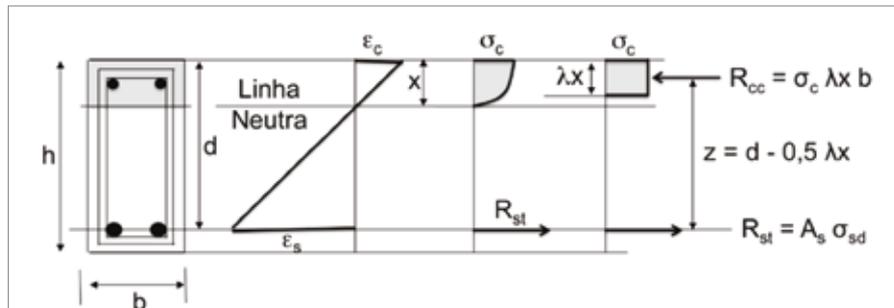
Fazendo então o equilíbrio de momentos da seção, considerando as resultantes apresentadas na Figura 7 e que $\sigma_c = \sigma_{cd} = \alpha_c f_{cd}$, chega-se, em procedimento semelhante ao de Araújo [5], à expressão:

$$M_d = \lambda b k_x (1 - 0,5 \lambda k_x) d^2 \sigma_{cd} \quad [38]$$

Com isso, pode-se redefinir o coeficiente k_{md} apresentado por Clímaco [4], como:

$$k_{md} = \lambda k_x (1 - 0,5 \lambda k_x) \quad [39]$$

Substituindo na Equação 38 pode-se expressar o valor do k_{md} em função do momento fletor solicitante, da geo-



► **Figura 7**
Seção de viga no ELU (FONTE: autor, 2015)

metria da seção e das características do concreto utilizado:

$$k_{md} = \frac{M_d}{bd^2 \sigma_{cd}} \quad [40]$$

Essa equação considera a tensão última do concreto, ou seja, que o concreto foi esmagado, porém, no domínio 2, como já foi dito anteriormente, não se pode considerar o esmagamento do concreto. Assim, deve-se utilizar um valor para a tensão mais próximo da realidade. Essa tensão é encontrada através da Equação 39, adaptada da equação dada pela norma [3] para a tensão no trecho parabólico do diagrama parábola-retângulo, sendo o valor de n conforme as expressões 40 e o valor de $\epsilon_c = \epsilon_{cd}$ obtido da Equação 2, fazendo $\epsilon_{sd} = 10\%$.

$$\sigma_c = \sigma_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cd}} \right)^n \right] \quad [41]$$

$$n = \begin{cases} 2,0 & \text{para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1,4 + 23,4 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{para concretos com } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad [42]$$

A norma brasileira [3] considera, para o cálculo da tensão σ_c , o valor $0,85 f_{cd}$ ao invés de σ_{cd} , que é usado na Equação 41. Porém, como as fórmulas usadas no modelo generalizado são deduzidas a partir do diagrama simplificado de tensões, não se pode consi-

derar uma tensão maior que a tensão máxima $\sigma_{cd} = \alpha_c f_{cd}$. Isso é necessário, pois, para concretos das classes C55 a C90, o valor de α_c é menor que 0,85, o que resultaria, para deformações próximas ao valor de ϵ_{cd} , em valores da tensão corrigida maiores que o valor da tensão máxima σ_{cd} , caracterizando-se em uma inconsistência, já que, no domínio 2, a tensão no concreto não atinge o valor máximo.

A partir da Equação 39 encontra-se uma expressão para a profundidade relativa da linha neutra em função do coeficiente adimensional do momento fletor:

$$k_x = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 k_{md}}}{\lambda} \quad [43]$$

Sendo o coeficiente do braço de alavanca k_z dado pela Equação 42, a partir do equilíbrio de momentos para o aço a tração e, desenvolvendo uma equação semelhante à Equação 14, pode-se calcular o valor da área de aço necessária ao equilíbrio da seção a partir da Equação 45.

$$k_z = 1 - 0,5 \lambda k_x \quad [44]$$

$$A_s = \frac{M_d}{k_z d f_{sd}} \quad [45]$$

Aqui, considera-se a tensão de escoamento do aço, uma vez que deve-se dimensionar a seção para os domínios 2 e 3, onde a deformação no aço é maior que a deformação de escoamento.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Considerando as diferentes classes de concreto e o tipo de aço utilizado, pode-se definir os valores para a profundidade relativa da linha neutra, correspondentes aos limites entre os domínios de deformação, conforme demonstrado anteriormente. Esses valores são apresentados na Tabela 1. Para concretos do grupo I de resistências esses limites não diferem daqueles apresentados por Clímaco [4] porém, para concretos de classes superiores a C50, por conta da defor-

mação última ϵ_{cu} variar de acordo com sua resistência à compressão, os valores de k_x que definem os limites entre os domínios, diminuem à medida que o valor do f_{ck} aumenta.

Então, para o dimensionamento de uma peça submetida a flexão utilizando o modelo proposto, deve-se primeiramente calcular o valor de k_{md} com a Equação 40. Em seguida, encontra-se o valor de k_x com a Equação 43. Aqui, tem-se que verificar em qual domínio de deformação a peça se encontra. Para isso, compara-se o valor calculado a partir da Equação 43 com os valores apresentados na Tabela 1. Se resultar em domínio 2 será necessário corrigir a tensão atuante no concreto. Essa correção é feita utilizando a Equação 41 para encontrar uma tensão

de compressão mais próxima da real, uma vez que não há esmagamento do concreto nesse domínio. Para usar a Equação 41 é necessário encontrar a deformação de cálculo ϵ_{cd} , que é dada na Equação 2. Utiliza-se então o valor de k_x para calcular essa deformação. Encontrada a nova tensão, calcula-se novamente o valor de k_{md} e k_x com as equações 40 e 43. Se a deformação de cálculo der maior que o limite ϵ_{c2} dado pela norma [3], não será necessário corrigir a tensão, uma vez que após esse limite considera-se que o concreto já sofre esmagamento. Feito isso, ou se a peça estiver no domínio 3, respeitando-se sempre os limites da Expressão 37, utiliza-se a Equação 44 para calcular o coeficiente do braço de alavanca, o qual é substituído na

► Tabela 1 – Valores de k_x para os limites dos domínios (FONTE: autor, 2015)

	$K_x = x/d$								
	f_{ck} (MPa)								
	20 - 50	55	60	65	70	75	80	85	90
ϵ_{c2} (‰)	2,00	2,20	2,29	2,36	2,42	2,47	2,52	2,56	2,60
ϵ_{cu} (‰)	3,50	3,13	2,88	2,74	2,66	2,62	2,60	2,60	2,60
Domínio 1									
Lim 1-2	0,000								
Domínio 2									
Lim 2-3	0,259	0,238	0,224	0,215	0,210	0,207	0,207	0,206	0,206
Domínio 3									
Lim 3-4									
CA-50 ⁽¹⁾	0,628	0,602	0,582	0,569	0,562	0,558	0,557	0,557	0,557
CA-60 ⁽²⁾	0,585	0,558	0,538	0,525	0,517	0,514	0,512	0,512	0,512
Domínio 4									
Lim 4-4a	1,000								
Domínio 4a e Domínio 5									
(1) $\epsilon_{yd} = 2,07\%$ – (2) $\epsilon_{yd} = 2,48\%$									

► Tabela 2 – Exemplos de dimensionamento à flexão através do modelo generalizado (FONTE: autor, 2015)

f_{ck} (MPa)	M_d (kN.m)	λ	α_c	n	ε_{c2} (‰)	ε_{cu} (‰)	σ_{cd} (MPa)	k_{md}	k_x	Dom	ε_{cd} (‰)	σ_c (MPa)	$k_{md,cor}$	$k_{x,cor}$	k_z	A_s (cm ²)
30,0	110,0	0,80	0,85	2,00	2,00	3,50	18,21	0,199	0,280	3	3,50	–	–	–	0,888	6,33
55,0	110,0	0,79	0,83	1,75	2,20	3,13	32,56	0,111	0,150	2	1,77	30,67	0,118	0,160	0,937	6,00

Equação 45 para encontrar-se a área de aço a ser adotada no elemento estrutural.

Assim, dimensionando a armadura de tração para uma seção retangular simplesmente armada, com altura igual a 50 cm e largura igual a 15 cm, considerando a relação $d/h = 0,90$, aço CA-50 e concreto da classe C30, para um momento solicitante $M_d = 110,0$ kN.m, por exemplo, tem-se uma peça no domínio 3 com ductilidade, pois, como mostrado na Tabela 2, o valor de k_x dá maior que o limite 0,259, conforme apresentado na Tabela 1 para concretos com resistência até 50 MPa e menor que 0,45, limite dado pela norma [3]. Com isso não há necessidade de correção e pode-se encontrar os valores de k_z e da área de aço diretamente com as equações 44 e 45, respectivamente.

Utilizando o mesmo exemplo, po-

rém com um concreto de resistência igual a 55 MPa, percebe-se que a seção encontra-se no domínio 2, quando se compara o valor de k_x apresentado na Tabela 2 com os limites da Tabela 1. Aqui há a necessidade de usar uma tensão mais próxima da real, para isso, encontra-se o valor de σ_c com a Equação 41. Em seguida, calcula-se os coeficientes $k_{md,cor}$, $k_{x,cor}$ e k_z , podendo então ser encontrado o valor da área de aço necessária, o qual também é mostrado na Tabela 2.

Utilizando o modelo generalizado apresentado, pode-se calcular a taxa de armadura mínima, conforme apresentado pela norma [3], dimensionando a seção para um momento fletor mínimo dado por $M_{d,min} = 0,80 W_0 f_{ctk,sup}$. Os valores das taxas mínimas encontradas são apresentados na Tabela 3. Comparando esses valores com os valores dados pela

ABNT NBR:6118 [3] e apresentados na Tabela 4, considerando os mesmos parâmetros de entrada, como tipo de aço e relação d/h , percebe-se que o modelo generalizado gera resultados maiores de área de aço para a armadura mínima de flexão. Essa diferença ocorre porque o dimensionamento com o procedimento apresentado é voltado para cálculo feito à mão, e nele o valor da profundidade relativa da linha neutra k_x é calculado a partir de uma tensão incorreta σ_{cd} , uma vez que, quando se calcula a armadura mínima, a peça encontra-se no domínio 2, e com esse valor de k_x é encontrada a deformação no concreto, a partir da qual calcula-se a tensão σ_c , que é usada no dimensionamento da armadura, ou seja, corrige-se a tensão atuante no concreto com um valor incorreto de deformação. Contudo, essa nova tensão está mais próxima da tensão real

► Tabela 3 – Taxas mínimas de armadura de flexão (FONTE: autor, 2015)

Seção retangular com relação $d/h = 0,80$															
f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
ρ_{min} (%)	0,150	0,150	0,161	0,175	0,187	0,197	0,207	0,218	0,228	0,237	0,245	0,252	0,259	0,265	0,271

► Tabela 4 – Taxas mínimas de armadura de flexão segundo a norma (FONTE: ABNT NBR 6118, 2014)

Forma da seção	Valores de $\rho_{min}^a (A_{s,min}/A_c) \%$														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_c = 1,15$. Caso esse fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado.

► **Tabela 5 – Área de aço necessária para combater o momento mínimo, calculada usando o método apresentado por Araújo (FONTE: autor, 2015)**

Seção retangular com relação d/h = 0,80															
f _{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
A _s (cm ²)	1,138	1,290	1,420	1,535	1,637	1,729	1,812	1,890	1,962	2,029	2,091	2,150	2,206	2,258	2,308

► **Tabela 6 – Área de aço necessária para combater o momento mínimo, calculada usando o modelo generalizado (FONTE: autor, 2015)**

Seção retangular com relação d/h = 0,80															
f _{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
A _s (cm ²)	1,160	1,318	1,453	1,573	1,679	1,775	1,863	1,962	2,050	2,130	2,203	2,269	2,329	2,385	2,437

atuante do que o valor σ_{cd} utilizado no início. Para o cálculo da armadura mínima, o procedimento exato utiliza um processo iterativo onde encontra-se a profundidade real da linha neutra da seção e a partir dela tem-se o valor real da deformação e da tensão atuante no concreto, para qualquer domínio de deformação em que a peça se encontre.

Dimensionando a área de aço necessária para o momento mínimo dado pela norma [3], para uma viga com seção transversal de largura igual a 15 cm e altura 60 cm, considerando a relação d/h = 0,80 e aço CA-50, utilizando o método apresentado por Araújo [5], encontram-se os valores apresentados na Tabela 5. Calculando a mesma viga com o modelo generalizado exposto neste artigo encontram-se os valores dados na Tabela 6. Comparando

esses valores percebe-se que o modelo generalizado resulta em áreas de aço um pouco maiores. Isso se dá por conta da correção da tensão atuante no concreto, considerada no modelo generalizado.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O roteiro apresentado para dimensionamento de armadura de flexão visa garantir a ductilidade da seção transversal da peça sob flexão, uma vez que limita a profundidade relativa da linha neutra aos valores dados pela norma brasileira de projeto de estruturas de concreto.

O dimensionamento para concretos com resistência elevada pode gerar uma economia na área de aço necessária, uma vez que, para valores maiores do f_{ck} , os limites entre os domínios de deformação são menores. Esses valores

menores indicam que a profundidade da linha neutra da seção é menor, por conta de concretos mais resistentes deformarem menos, gerando assim um braço de alavanca maior e, conseqüentemente, a necessidade de áreas de aço menores.

O modelo generalizado não é exato, porém, para dimensionamento e verificação sem auxílio computacional e como ferramenta de ensino, esse procedimento é totalmente útil e gera resultados confiáveis.

Comparando os valores da taxa mínima dados pelo modelo generalizado com os valores apresentados na ABNT NBR:6118 [3], percebe-se que aqueles ficam a favor da segurança. Assim, é totalmente aceitável o dimensionamento através do procedimento proposto neste trabalho. ◀

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. ABNT: Rio de Janeiro, 2007.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8953: Concreto para fins estruturais – Classificação por grupos de resistência - Classificação. ABNT: Rio de Janeiro, 1992.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. ABNT: Rio de Janeiro, 2014.
- [04] CLÍMACO, J. C. T. S. Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação. 2. Ed., Brasília: Ed. Universidade de Brasília, 2013.
- [05] ARAÚJO, J. M. Curso de concreto armado. Vol. 1, 4. Ed., Rio Grande: Ed. Dunas, 2014.
- [06] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 1990. Published by Thomas Telford, London, 1993.

Análise de modelagem computacional em obra de arte especial de concreto armado com assimetria

THIAGO AUGUSTO LIMA CASTANHEIRA NÉIA – ENGENHEIRO CIVIL, ELIANE BLANCO LOPES – ARQUITETA E URBANISTA,
ADOLFO LUIZ BARAN ALVES DE ARAUJO – ENGENHEIRO CIVIL, ALINE BENSI DOMINGUES – ENGENHEIRA CIVIL, GIOVANA COSTA RÉUS – ENGENHEIRA CIVIL

LCNÉIA ENGENHARIA DE PROJETOS

I. INTRODUÇÃO

Com o intuito de contribuir com o desenvolvimento dos modelos computacionais para projetos de estruturas de concreto armado, é apresentada uma avaliação do comportamento da modelagem de um viaduto em concreto armado. A estrutura escolhida é constituída por cinco vãos de

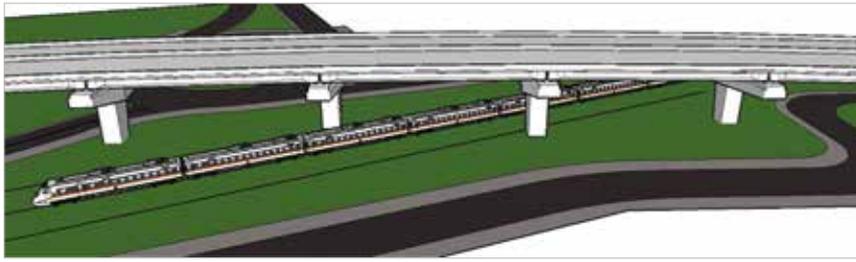
trinta e cinco metros apoiados sobre travessas assimétricas. Os aspectos avaliados são as tensões e deformações existentes ao longo da estrutura no sistema global, quando comparadas com aquelas obtidas em modelo isolado simplificado de cada apoio e da laje do tabuleiro. O modelo completo da estrutura é analisado via elementos finitos e leva em

consideração a influência do tabuleiro no alívio ou acréscimo de tensões geradas nas travessas e pilares da estrutura. No modelo isolado o pilar e travessa são analisados adotando-se comportamento elástico linear, sem a influência das tensões de torção induzidas pela laje do tabuleiro, o que leva a uma consideração aproximada e simplificada.



► **Figura 1**

Foto de satélite da interseção objeto do projeto em sua configuração anterior ao início das obras (Google Maps, 2015)



► **Figura 2**
Ilustração do viaduto (NÉIA et al. (2013))

2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura em estudo refere-se ao projeto estrutural do dispositivo de transposição da rodovia PR415 com a ferrovia Curitiba-Paranaguá e com a Avenida Castelo Branco, no município de Pinhais, Região Metropolitana de Curitiba, Paraná.

A solução adotada compreende uma interseção em desnível que permite passagem livre da Rodovia PR415 sobre a ferrovia existente no local.

O projeto geométrico do viaduto tem limitações de manobra em função das estruturas já implantadas que não serão modificadas: ferrovia, vias locais e uma adutora da Sanepar (Companhia de Saneamento Básico do Estado do Paraná) oriunda da estação de tratamento de água do Iraí.

Em planta, o viaduto é esconso em relação à ferrovia, o que exige a implantação de pilares deslocados do eixo da estrutura para que não haja interferência destes com a ferrovia.

A estrutura é constituída por cinco vãos de aproximadamente trinta e cinco metros, com duas lajes de aproximação de quatro metros de extensão. Os vãos são constituídos por estruturas independentes simplesmente apoiadas.

A superestrutura é formada pelo conjunto de 10 vigas pré-moldadas protendidas em forma de I em cada

vão, perfazendo um total de 50 vigas travadas por transversinas de concreto protendido de 25 cm de espessura. A laje sobreposta às vigas é maciça, em concreto armado com 20 cm de espessura e tem declividade transversal de 2%. A capa asfáltica prevista é de 7 cm de espessura.

A mesoestrutura é constituída por seis apoios. Os apoios das extremidades são compostos por 3 pilares de seção retangular (1,60 m X 1,80 m cada) travados por uma travessa em concreto armado, com seção de aproximadamente 2,10 m x 2,50 m e comprimento de 23 m.

Os quatro apoios centrais são constituídos por um pilar com seção variável (tronco de pirâmide, com seção média de 3 m X 3,5 m) excêntrico

à travessa, configurando dois balanços. A travessa possui formato irregular, com comprimento total de 25 m (seção média de 2,5 m x 3 m), divididos em dois balanços de 17 m e 8 m, conforme apresentado na figura 3.

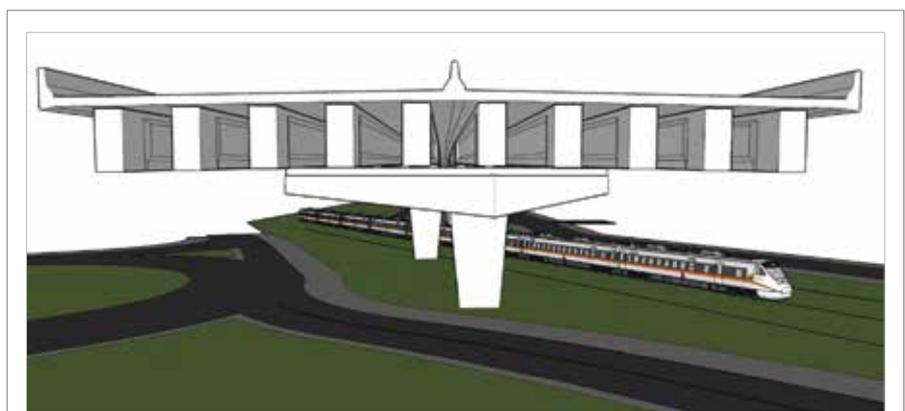
As fundações adotadas são blocos e estacas raiz, com capacidade para 120 tf cada, e diâmetros de 410 mm em solo (10 m), e de 310 mm em rocha (8 m).

3. CRITÉRIOS DE PROJETO

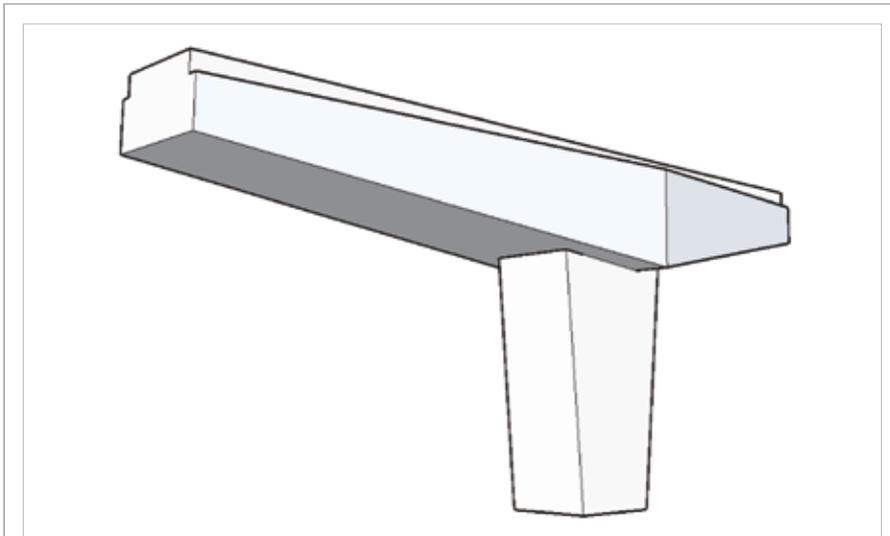
O dimensionamento da estrutura se deu com o auxílio de software de elementos finitos SAP 2000. A superestrutura foi dimensionada conforme recomendações da ABNT NBR 6118:2003.

As cargas móveis previstas pela ABNT NBR 7188:1982 (Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres) são aplicadas conforme métodos de análises de esforços por elementos finitos. Os parâmetros flexionais e torcionais dos elementos que compõem a superestrutura seguem o modelo de cálculo caracterizados pela estática e geometria das seções de concreto não homogêneas com a laje contribuinte.

As verificações de estabilidade



► **Figura 3**
Corte em perspectiva do viaduto (NÉIA et al. (2013))



► **Figura 4**
Perspectiva pilar e travessa central. modelo isolado (NÉIA et al. (2013))

foram realizadas para as vigas mais solicitadas e feito uma extrapolação dos resultados de seu dimensionamento para os demais elementos de mesma finalidade. As perdas de tensão nas armaduras de protensão são descontadas ora na viga isolada, ora na seção composta, nas proporções pré-estabelecidas no dimensionamento, constante no memorial de cálculo do projeto.

Nas seções próximas ao apoio, em função do insuficiente comprimento de ancoragem das cordoalhas, a verificação ao cisalhamento foi realizada considerando uma seção de concreto armado.

As combinações de cargas consideradas seguem as especificações estabelecidas na ABNT NBR 8681:2003.

4. DESCRIÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO

4.1 Modelagem estrutural

SISTEMA

A análise foi feita com base no

método dos elementos finitos, com o auxílio de programas apropriados. Os parâmetros flexionais e torcionais das vigas que compõem o tabuleiro foram calculados considerando as características estático-geométricas das seções de concreto simples (sem homogeneização) considerando a contribuição resistente da laje, quando apropriado.

O objetivo do modelo de elementos finitos é determinar o comportamento da estrutura em serviço, de modo que a laje possa ser analisada considerando o deslocamento do apoio subjacente (travessa), em conjunto com a análise da solidarização das longarinas.

Neste modelo a seção reagente é correspondente às características da seção composta, portanto a longarina e os elementos de repetição são modelados exclusivamente com a finalidade de definir a rigidez efetiva da superestrutura, enquanto seus pesos próprios agem em primeira fase, onde a seção reagente equivale à seção da viga protendida, sem

contribuição geométrica da laje. Os pesos próprios da longarina e da laje são calculados automaticamente pelo programa.

Os pesos próprios da viga e da laje são calculados e aplicados diretamente na viga, em esquema isostático com carga uniformemente distribuída. As transversinas são representadas por elementos frame com geometria retangular com largura igual a 60 cm e altura equivalente à altura da viga.

O esquema de vínculo considerado prevê um apoio neoprene fretado, portanto com rotação liberada.

Ao modelo supracitado foram aplicadas as cargas permanentes e cargas móveis. As cargas foram combinadas entre si de modo a contemplar as especificações das normas vigentes

VERIFICAÇÃO À FLEXÃO-COMPRESSÃO E CORTANTE PARA C.P.

A verificação se baseia nas características mecânicas dos materiais e nos procedimentos de cálculo, nas normas técnicas vigentes, considerando todas as suas indicações e limitações.

No que concerne as características estáticas e geométricas das seções reagentes, é prevista a possibilidade de que a estrutura a ser verificada seja realizada em duas diferentes fases de concretagem: a primeira geralmente coincide com a pré-fabricação, e a segunda com a sucessiva concretagem integrativa (laje) realizada na obra. As características de resistência do concreto empregado nas duas fases podem ser diferentes, nesse caso usa-se um coeficiente de homogeneização para a concretagem em segunda fase,

► Tabela 1 – Considerações para carregamento e pontos de aplicação de cargas permanentes

Tipo de carregamento	Carga/observação
Peso próprio	(Considerado no modelo)
Peso do pavimento	0,17 tf/m ²
Espessura do pavimento	7 cm
Peso específico do pavimento	2,4 tf/m ³
Sobrecarga	0,2 tf/m ²
Peso da barreira lateral	1,44 tf/m ² (aplicada na área da barreira)
Peso específico do concreto	2,5 tf/m ³
Área da barreira	0,23 m ²
Largura da barreira	0,40 m
Peso da barreira central	1,21 tf/m (aplicada na área da barreira)
Peso específico do concreto	2,5 tf/m ³
Área da barreira	0,29 m ²
Largura da barreira	0,60 m
Frenagem e aceleração	1,99 tf (carga horizontal)
Largura da pista	23 m
Comprimento do viaduto	34,6 m
Mínimo 30% do veículo	13,5 tf
Nº de nós (SAP)	10 tf
Vento na longarina	0,23 tf/m ²
Ponte carregada	0,23 tf/m ²
Ponte descarregada	0,22 tf/m ²
Altura da viga + laje/2	1,90 m
Altura da viga	1,80 m
Altura da laje	0,20 m
Altura da barreira	0,80 m
Altura do pavimento	0,07 m

► Tabela 2 – Considerações para carregamento e pontos de aplicação de cargas móveis

Tipo de carregamento	Carga/observação
Multidão	0,50 tf/m ²
Veículo	45 tf

equivalente à razão entre os módulos de elasticidade dos dois materiais.

No caso em estudo o carregamento por concretagem corresponde à distância entre eixos das longarinas, ou seja 220 cm; o coeficiente de homogeneização entre os concretos é de 0,87. No que se refere às solicitações e, conseqüentemente, ao estado tensional, são previstas 6 diferentes fases que visam definir o estado de solicitação do elemento estrutural ao longo da sua vida útil:

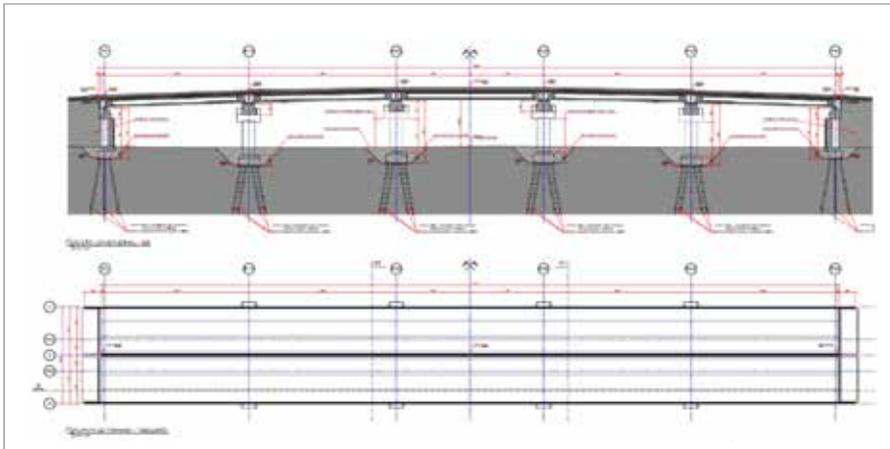
- I) Transporte;
- II) Estocagem;
- III) Primeira fase da concretagem da laje, onde existe contribuição geométrica da laje no conjunto, considera-se nessa fase todas as perdas de protensão;
- IV) Segunda fase de concretagem da laje, onde existe contribuição geométrica da laje no conjunto, considera-se nessa fase todas as perdas de protensão;
- V) Inclusão das cargas permanentes de segunda fase;
- VI) Inclusão das cargas móveis, considerando combinação quase-permanente, frequente e raras.

4.2 Verificações dos elementos

Para a verificação dos elementos do sistema estrutural faz-se um comparativo entre as tensões atuantes no modelo completo, ilustrado na figura 5, com as tensões presentes em um modelo isolado. Em elementos como



► Figura 5
Modelo completo – análise em elementos finitos (NÉIA et al. (2013))



► **Figura 6**
Vista em elevação da estrutura e planta do tabuleiro (NÉIA et al. (2013))

as longarinas essa verificação é indispensável, visto que através desse método é possível verificar diferentes situações e solicitações presentes ao longo da vida útil da estrutura.

LAJES

As lajes componentes do tabuleiro possuem tensões decorrentes de esforços de flexão devido as deformações das longarinas subjacentes, e de torção, devido a deformação

dos apoios assimétricos, possuindo tendência a se adequar as deformações dos elementos de apoio do mesmo. Esse tipo de análise só é possível graças a análise do modelo completo que contempla as interferências entre os elementos.

As verificações e o cálculo das armaduras foram realizados para o trecho mais solicitado da laje. As regiões mais tensionadas no sentido longitudinal e sentido transversal po-

dem ser observadas nas figuras 6 e 7, respectivamente.

LONGARINAS

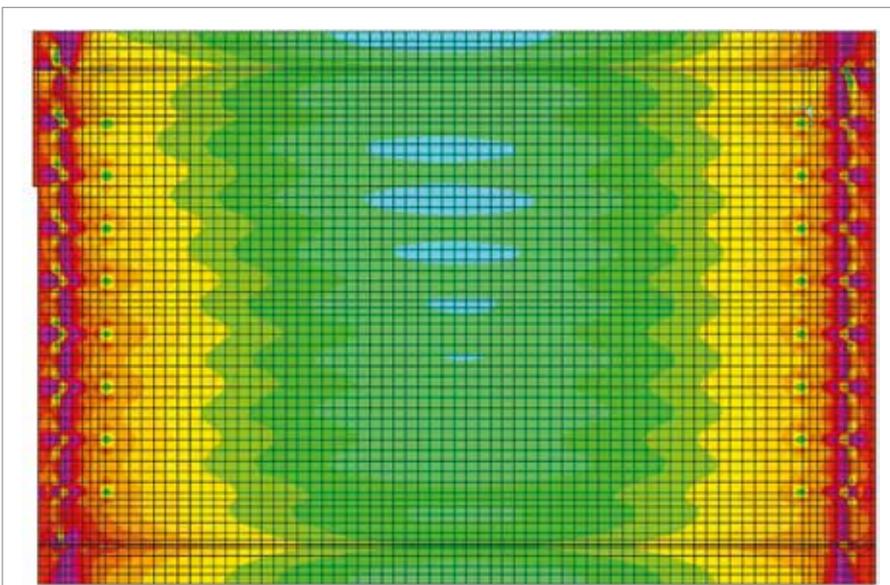
As longarinas são elementos de característica linear, sendo sua análise feita por uma modelagem aproximada no modelo, onde é considerado um elemento de barra e por uma análise completa com a consideração de elementos de área. O cálculo das armaduras se faz com base nas seções mais solicitadas.

No modelo isolado, o dimensionamento das longarinas considera os carregamentos por ocasiões construtivas e de transporte, e a principal consideração se faz com o peso próprio e as tensões de protensão. As tensões finais obtidas nesse modelo são analisadas em conjunto com as tensões geradas pelos carregamentos do modelo completo.

PILAR E TRAVESSA CENTRAL

A grande complexidade do modelo surge devido à configuração geométrica dos apoios centrais, os apoios constituídos por travessa excêntrica ao pilar são alternados assimetricamente em quatro pontos. Isso conduz a fortes tensões de torção em todo o tabuleiro.

Para o dimensionamento dessa peça estrutural analisou-se 19 seções adotadas por critérios geométricos, conforme pode ser observado na figura 12. A análise do modelo isolado se faz necessário para identificar o comportamento de cada peça, sendo assim, com a análise do modelo completo, o comportamento da estrutura trabalhando em situação de serviço é analisado com a envoltória de carregamento no elemento e verificado as condições de segurança em cada seção.



► **Figura 7**
Esforço longitudinal no trecho mais solicitado (NÉIA et al. (2013))

TRANSVERSINAS

As transversinas foram dimensionadas em modelo completo, de modo a incorporar os esforços oriundos das assimetrias das travessas e pilares.

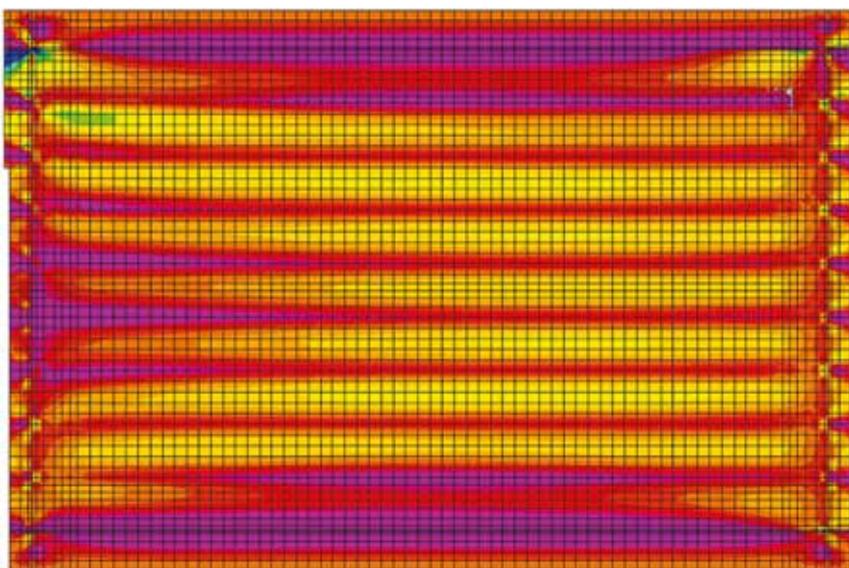
Com base nos gráficos acima pode-se verificar a tendência ao deslocamento de cada transversina. Esta tendência de deslocamento diferencial aplicada às longarinas e lajes explica os esforços não simétricos atuantes na superestrutura, resumizados nas figuras 7 e 8.

5. CONCLUSÃO

A análise tradicional de estruturas de concreto se baseia em elementos de geometria simples, cujo comportamento é amplamente conhecido e o dimensionamento desenvolvido de acordo com as teorias clássicas de concreto.

A maior dificuldade para o dimensionamento de estruturas com geometria de maior complexidade está em encontrar a melhor maneira de representar as peças estruturais no modelo computacional, de modo a produzir resultados representativos da realidade no computador.

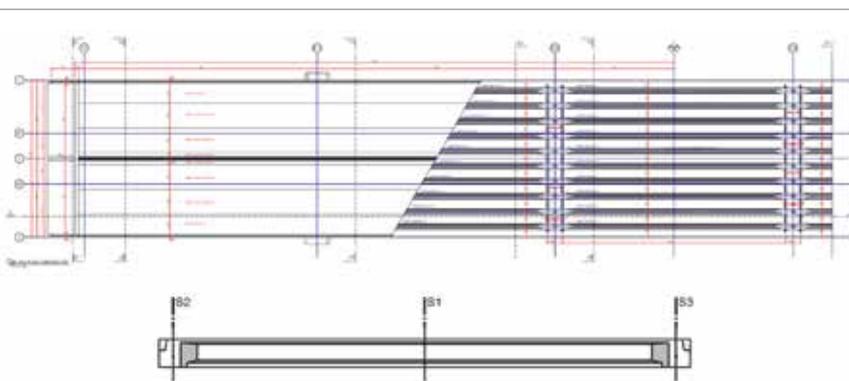
Para as análises feitas ao cálculo do Viaduto da Avenida Castelo Branco foi utilizado software de elementos finitos. Em uma fase inicial a análise do modelo isolado de cada elemento ou peça componente da estrutura é de fundamental importância para que se obtenha dados de entrada para o modelo completo. O modelo isolado das peças visa não somente fornecer esforços coerentes com situações existentes durante a fase de construção, mas também sensibiliza o projetista estrutural em relação ao



► **Figura 8**
Esforço transversal no trecho mais solicitado (NÉIA et al. (2013))

► **Tabela 3 – Esforço fletor na longarina mais solicitada conforme tipo de carga**

Tipo de carregamento	Momento fletor S1 – M _{máx} (tf.m)	Força cortante S2 – V _{máx} (tf)	Momento torsor S12 – T _{máx} (tf.m)
Peso próprio	328,374	-73,710	3,653
Transp. e armazenamento	114,501	-14,604	2,008
Multidão	138,195	-23,793	2,879
Sobrecarga	51,590	-12,685	0,071
Pavimentação	42,296	-10,395	1,731
Barreira	32,292	-13,905	2,966
Frenagem	-0,053	0,011	0,003
Vento	-0,099	-0,045	0,645
Empuxo	-9,464	-0,149	0,023
Trem tipo	89,019	-41,130	0,023
Protensão	-0,492	0,288	0,041



► **Figura 9**
Vista superior e corte esquemático das longarinas e longarina isolada (NÉIA et al. (2013))

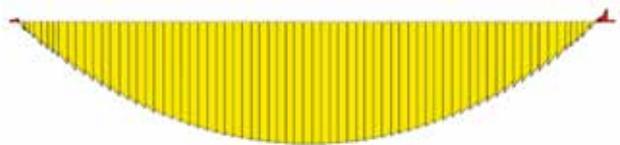


Diagrama de momento fletor

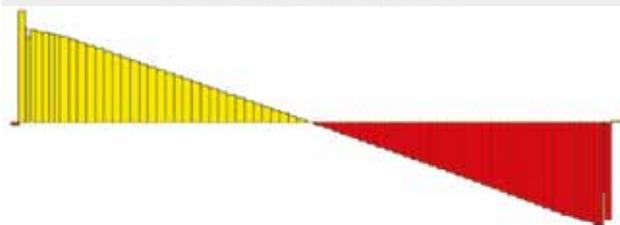


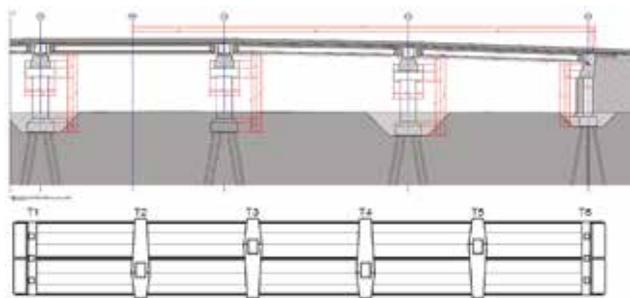
Diagrama de força cortante



Diagrama de momento torsor

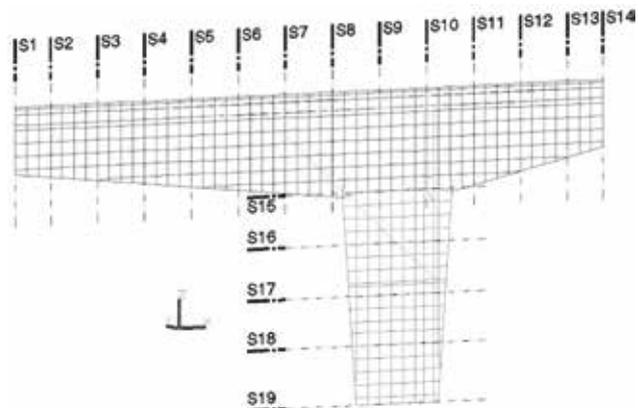
► **Figura 10**

Diagrama de esforços da longarina mais solicitada (NÉIA et al. (2013))



► **Figura 11**

Representação apoios centrais - vista em elevação e planta (NÉIA et al. (2013))



► **Figura 12**

Posicionamento das seções de análise do pilar e travessa central (NÉIA et al. (2013))



Localização das transversinas

► **Figura 13**

Posicionamento das transversinas (NÉIA et al. (2013))

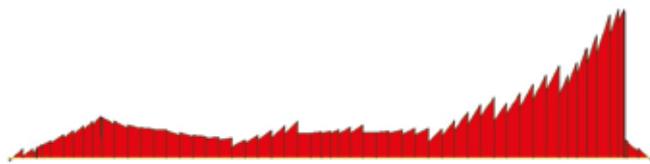


Diagrama de momentos fletores - transversina 1 (sem escala)

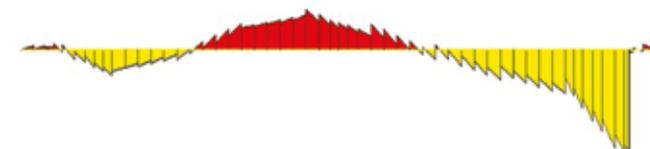


Diagrama de momentos fletores - transversina 2 (sem escala)

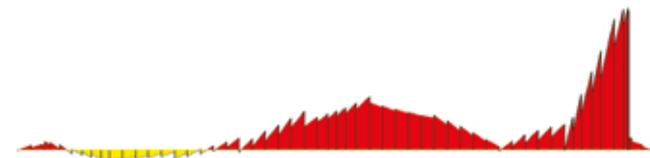


Diagrama de momentos fletores - transversina 3 (sem escala)

► **Figura 14**

Diagramas de momento fletor nas transversinas 1, 2 e 3 (NÉIA et al. (2013))

comportamento ou tendência de comportamento do elemento isolado.

Esta aplicação do Método dos Elementos Finitos abordou todas as partes constituintes do viaduto durante o desenvolvimento do projeto, com atenção aos elementos assimétricos geradores de tensões atípicas como, por exemplo, tensão de esforço torsor do tabuleiro.

Quando se dá a análise do sistema completo, alguns fatores tendem a influenciar as tensões existentes em cada elemento. No

caso em análise, pode-se observar no último capítulo que o resultado obtido para a tendência de deslocamento das transversinas (dado em função da geometria assimétrica dos pilares e travessas) explica os esforços obtidos para os elementos da superestrutura. Sem a aplicação do modelo tridimensional completo não seria possível determinar precisamente as tensões e decorrentes deslocamentos transversais diferenciais no topo das travessas decorrentes, o que

levaria a um resultado menos apurado dos esforços existentes, pelo que se conclui que no estudo em pauta o uso de modelo computacional completo foi essencial para a obtenção de resultados representativos da realidade.

No viaduto da Avenida Castelo Branco o dimensionamento e as verificações do projeto executivo foram realizados com base em modelos computacionais e de acordo com as recomendações técnicas da ABNT NBR 6118:2003. ➤

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto e execução de obras em concreto armado: Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- [02] NBR 7188: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre: Procedimento. Rio de Janeiro, 1982.
- [03] NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas: Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- [04] NEIA, T. A. L. C., et al.. Projeto executivo e memorial de cálculo do Viaduto Avenida Castelo Branco, Arquivo particular, LCNéia Engenharia de Projetos, Curitiba, 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



Dimensionamento de armaduras longitudinais sujeitas à fadiga em pontes ferroviárias de concreto armado

ANDERSON COUTO LEAL – MESTRE, LUIS AUGUSTO CONTE MENDES VELOSO – PROFESSOR DOUTOR, SANDOVAL JOSÉ RODRIGUES JUNIOR – PROFESSOR DOUTOR, RONALDSON JOSÉ DE FRANÇA MENDES CARNEIRO – PROFESSOR DOUTOR

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

I. INTRODUÇÃO

I.1 Considerações iniciais

As pontes ferroviárias de concreto armado estão sujeitas às ações dinâmicas devido ao tráfego de veículos. Estas ações podem resultar no fenômeno de fadiga do aço e do concreto dessas estruturas. No dimensionamento de estruturas de concreto armado sujeitas ao carregamento cíclico, de modo geral, a fadiga é considerada simplificada, por meio de um coeficiente k_f , denominado coeficiente de fadiga. Esse coeficiente majora a área de aço inicialmente calculada para atender ao Estado Limite Último (ELU), com a finalidade de limitar, em serviço, as variações de tensões no aço de modo a garantir uma vida útil de no mínimo 2.000.000 de ciclos.

I.2 Descrição da obra de arte

A obra de arte em estudo é um viaduto sobre a CFN 1ª travessia, a qual corresponde a obra de arte especial Nº

01 da Estrada de Ferro dos Carajás, estando situada no Km 4+900. É um viaduto de concreto armado com extensão total de 44,90 metros, constituída por um vão isostático de 18,00 metros, um encontro esquerdo (01) de 15,05 metros e um encontro direito (02) de 11,45 metros. A figura 1 mostra o sistema estrutural de uma vista geral desta obra.

A superestrutura do viaduto constitui-se de duas vigas principais (longarinas), ligadas por vigas secundárias (transversinas) e tabuleiro, constituindo uma seção transversal em forma de π . As bases das longarinas sofrem variações no sentido de seus eixos longitudinais. Essa variação é de 35cm a 60cm, conforme pode ser visto nas figuras 2 (a) e (b).

I.3 Cargas permanentes

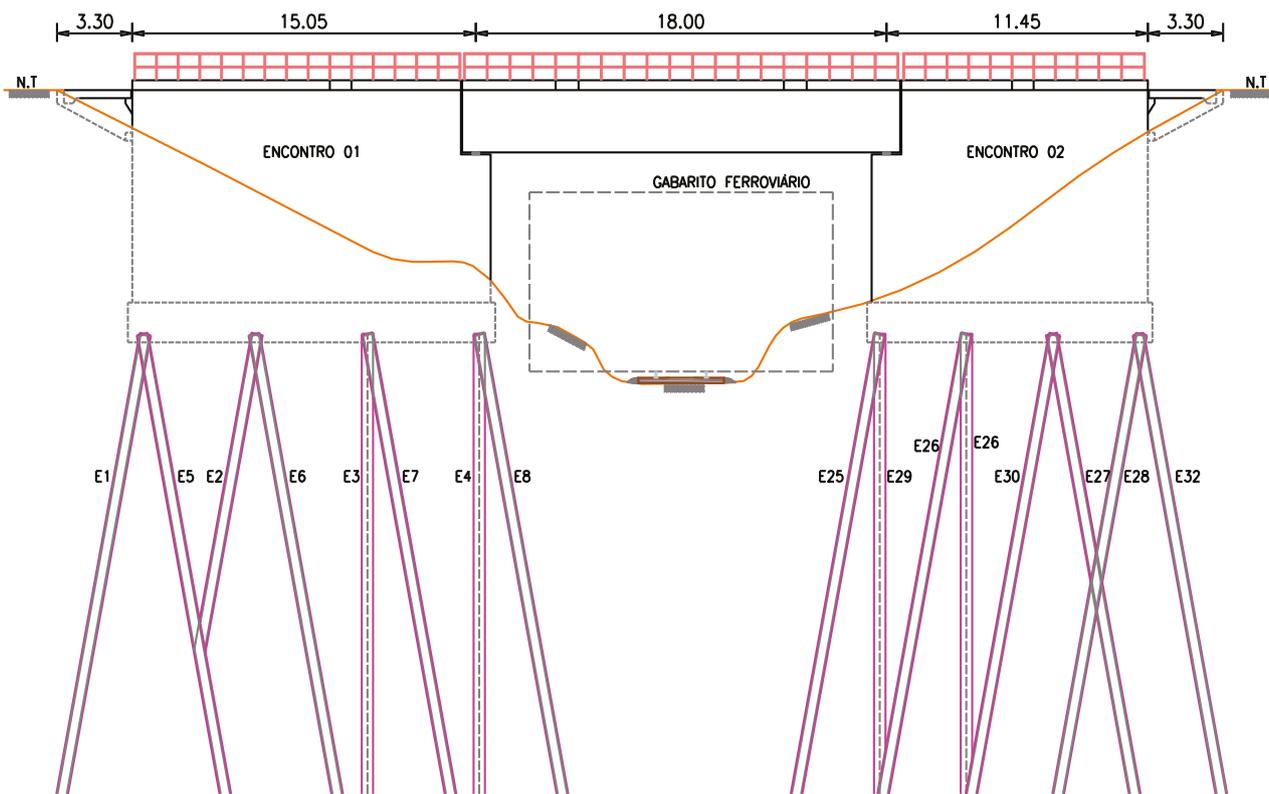
A carga permanente é constituída pelo peso próprio dos elementos estruturais do viaduto e pelo peso dos elementos e acessórios da via férrea sobre este.

Os elementos como lastro, trilhos,

acessórios e dormentes, guarda-corpo, canaletas e camada de argamassa assente sobre a laje têm peso e massa considerados de forma distribuída ao longo do viaduto. Devido à representação da seção duplo T da ponte como uma única barra, é inviável a representação da transversina existente no centro do vão e do refúgio no modelo elaborado. Então, esta transversina e o refúgio foram considerados apenas como uma carga concentrada referente ao peso próprio. Na tabela 1 estão listados os pesos dos elementos estruturais e dos elementos da via considerados no modelo numérico.

I.4 Cargas móveis

Para este estudo foram utilizados trens-tipos que atualmente operam na EFC. Foram considerados trens-tipo de acordo com duas situações (Operacional Carregado e Trem Descarregado). Optou-se pela Locomotiva DASH-9, a qual representa aproximadamente 30% do total da frota. Quanto



► **Figura 1**
Sistema estrutural do viaduto (fonte: Projeto do Viaduto)

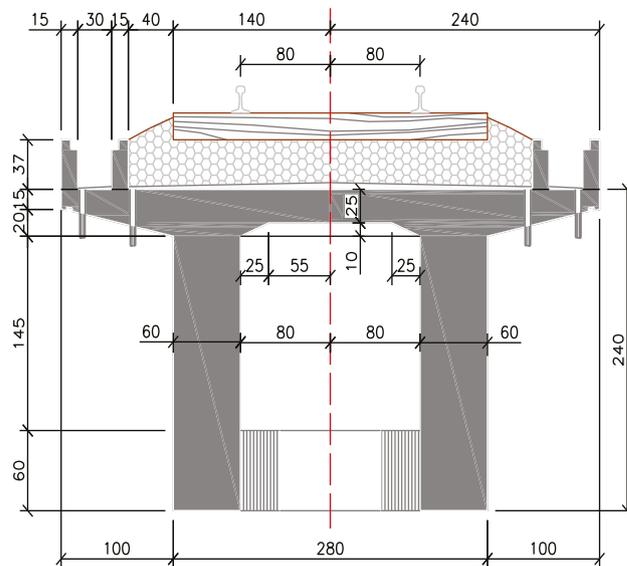
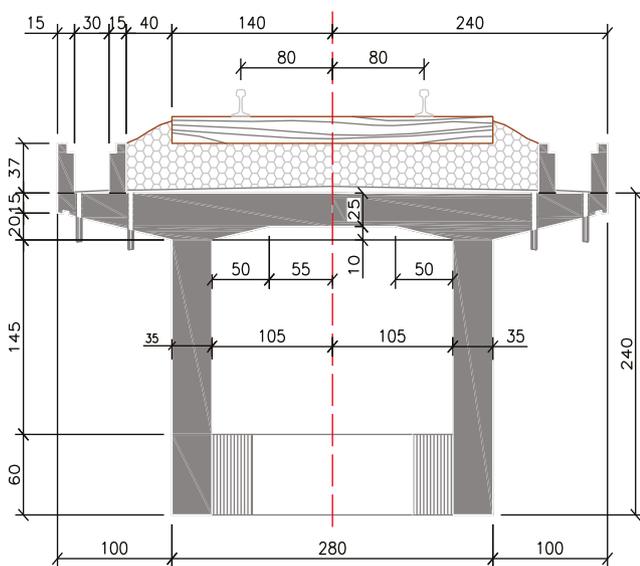
ao tipo de vagão usou-se o GDT que corresponde a 90% da frota e são responsáveis pelo transporte do minério.

A distância entre os eixos, segundo informações fornecidas pela VALE, é dada conforme se observa na Figura

3 e Figura 4 (com unidades em mm). Adotou-se a distância entre os eixos locomotiva-vagão igual a 3.111,6 mm, que corresponde à metade da distância entre locomotivas mais a metade da distância entre vagões.

A composição de locomotivas e vagões adotada foi informada pela Vale e é a descrita a seguir:

- 2 Locomotivas + 110 vagões + 1 locomotiva + 110 vagões + 1 locomotiva + 110 vagões.



► **Figura 2**
Seção TT do Viaduto sobre CFN 1ª Travessia a) Largura da longarina 35 cm b) Largura da longarina 60 cm

► Tabela 1 – Peso dos elementos estruturais e de elementos da via considerados no modelo numérico

Elemento	Peso
Seção em viga de seção duplo T ¹	25,00 kN/m ³
Canaletas, argamassa, guarda-corpo, lastro, trilhos e acessórios ²	52,60 kN/m
Transversina no vão	244,00 KN
Transversina do apoio	344,00 KN
Refúgio, incluindo guarda-corpo ²	69,70 KN

► Tabela 2 – Cargas em locomotivas e vagões

Trem-tipo	Locomotiva DASH9	Vagão GDT
Operacional carregado	30 t/eixo (180 t)	32,5 t/eixo (130 t)
Descarregado	30 t/eixo (180 t)	5,25 t/eixo (21 t)

As cargas adotadas para as duas situações foram fornecidas pela VALE (Tabela 2). A locomotiva DASH9 possui 6 eixos e o vagão GDT possui 4 eixos.

A consideração do efeito dinâmico das cargas móveis foi feita majorando-se as cargas pelo coeficiente de im-

pacto. O coeficiente de impacto aumenta com o acréscimo da relação carga móvel/peso da estrutura, mas, por outro lado, diminui com o decréscimo da velocidade do tráfego.

No entanto, para a avaliação da relação entre a solicitação da carga móvel

e a solicitação da carga total (permanente + móvel), o efeito do coeficiente de impacto foi considerado, conforme indica a ABNT NBR 7187 (2003).

2. METODOLOGIA UTILIZADA

A metodologia utilizada neste trabalho foi baseada no método simplificado, coeficiente de fadiga k_f , o qual usa duas hipóteses para o dimensionamento à fadiga em pontes de concreto armado, as quais serão mostradas a seguir.

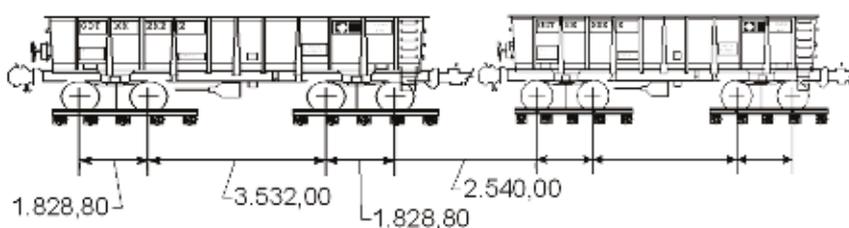
Busca-se, a partir da análise de danos por contagem de ciclos, utilizando o método *Rainflow*, uma relação entre os danos efetivos, relativos à fadiga, produzidos pela passagem completa de um trem (ver figura 5), e um ciclo padrão, obtido a partir da variação entre os valores globais máximo e mínimo produzidos pela passagem do mesmo trem, utilizado pelo método k_f , conforme figura 6.

Verifica-se também através da análise do dano, um parâmetro que corres-



► Figura 3

Desenho esquemático da Locomotiva DASH-9, unidades em mm (Fonte: VALE)



► Figura 4

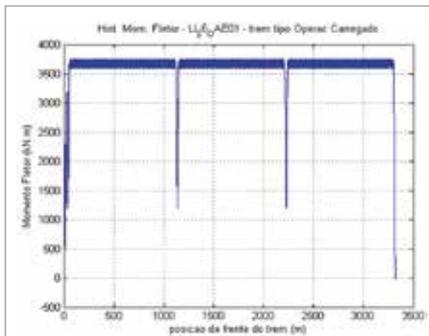
Desenho esquemático do Vagão GDT, unidades em mm (Fonte: VALE)

ponde a 1 ciclo operacional, isto é, a passagem do trem de ida e volta sobre a ponte.

2.1 1ª Hipótese

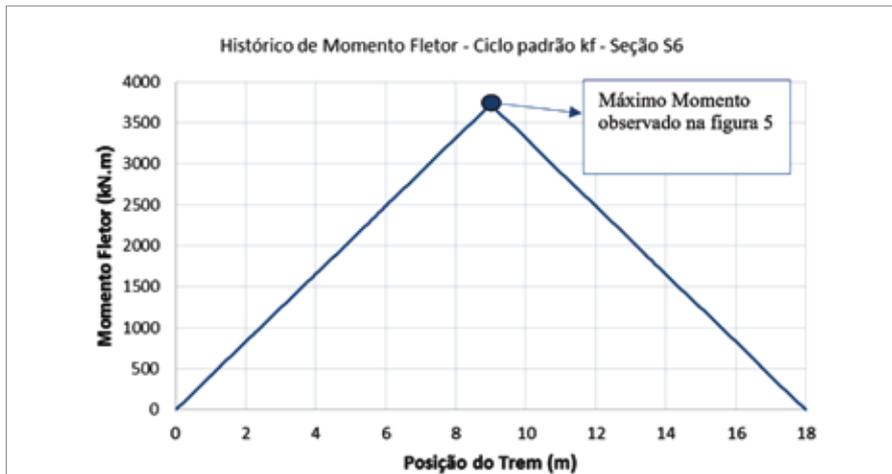
A primeira hipótese afirma que a variação de tensão ($\Delta\sigma$) é linearmente proporcional a variação de momento (ΔM), apresentando assim um





► **Figura 5**

Varição de momento fletor devido à passagem do trem-tipo operacional carregado, na seção S6 da OAE 01.
(Fonte: Barichello et al., 2009)



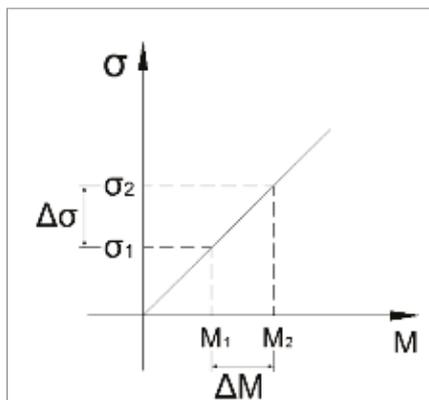
► **Figura 6**

Varição de momento fletor devido a 1 ciclo padrão (método KF) do trem tipo operacional carregado, na seção S6 da OAE 01

comportamento linear, conforme mostra a figura 7.

Como as curvas de fadiga S-N são extremamente sensíveis às variações de tensões e pequenas variações de tensão na curva S-N podem causar uma diferença muito grande na determinação da vida útil a fadiga em vigas de pontes ferroviárias da Estrada Ferro Carajás (EFC), diante disso, optou-se, a favor da segurança, em adotar um fator de ajuste (FC) na relação entre $\Delta\sigma$ e ΔM no valor de 1,04, ou seja:

$$\Delta\sigma = 1,04 \cdot \Delta M \quad [1]$$



► **Figura 7**

Hipótese I – método simplificado

A tabela 3 mostra uma comparação feita entre as variações de tensões calculadas segundo o método simplificado e o método refinado, considerando a não linearidade física do concreto e do aço, aplicados a ponte OAE 01. Nesta tabela, é possível avaliar de forma quantitativa o fator de correção (FC) proposto. A figura 8 mostra a posição das seções analisadas para a OAE 01.

Com base nas análises apresentadas, o coeficiente de fadiga (k_f) pode ser melhor calculado a partir da equação 2, na qual o fator FC_{k_f} foi incorporado.

$$k_{f_{mod}} = \left(\frac{1 - M_{min}}{M_{max}} \right) \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot \gamma_f} \times \frac{FC_{k_f}}{\Delta\sigma_{lim}} \quad [2]$$

Onde:

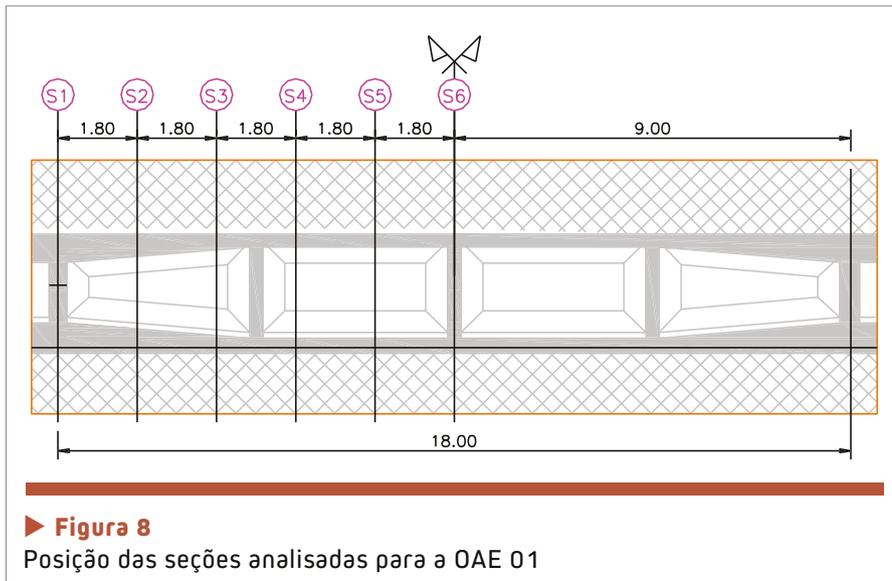
- M_{min} - Momento mínimo na seção;
- M_{max} - Momento máximo na seção;
- f_{yk} - tensão de escoamento do aço, igual a 500 MPa;
- γ_s - coeficiente de ponderação de resistência do aço, igual a 1,15;
- γ_f - coeficiente de ponderação de serviço, igual a 1,4;
- FC_{k_f} - fator de correção entre as variações de tensões aproximada e refinada.

2.2 2ª Hipótese

A segunda hipótese do método simplificado considera que a variação

► **Tabela 3 – Comparação entre a variação de tensão aproximada e a variação de tensão refinada para ponte OAE 01 da EFC**

Seção	$\Delta\sigma_{apr}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{ref}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{ref} / \Delta\sigma_{apr}$
1	-	-	-
2	174.06	181.05	1.0401
3	176.71	183.72	1.0397
4	187.52	194.55	1.0375
5	186.12	192.91	1.0365
6	182.99	189.60	1.0361



de tensão ($\Delta\sigma$) decresce linearmente quando há aumento da área de aço (A_s). A figura 9 ilustra graficamente essa hipótese.

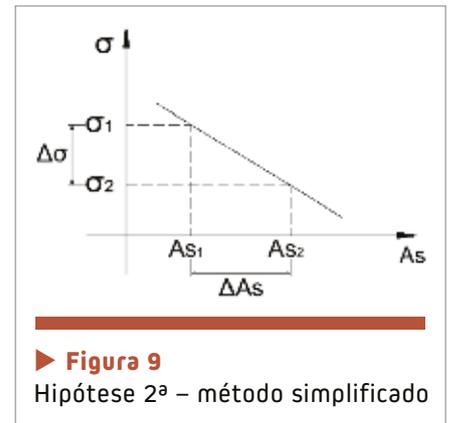
Para verificar a 2ª hipótese do método simplificado, foram feitas análises em seções retangulares, com dimensões similares a da OAE 01. Nesta análise, os momentos fletores foram mantidos constantes e as armaduras sofreram aumento gradual de 10% para que se pudesse então avaliar a redução de tensão gerada ao longo do processo. A tabela 4 apresenta os

resultados obtidos em cada exemplo.

Os valores da tensão na armadura por área de aço (A_s) correspondentes da tabela 4 estão mostrados graficamente na figura 10.

Nota-se na figura 10 que o decréscimo de tensão não acompanha proporcionalmente o acréscimo de armadura. A relação entre a área de aço e a tensão não é linear, apresentando uma tendência hiperbólica.

Em função disso, para o dimensionamento das armaduras longitudinais em vigas pontes ferroviárias de con-



creto armado à fadiga, recomenda-se que a área de aço seja corrigida pela equação 3.

$$A_{s_{\text{corrigido}}} = A_{s_{\text{proj.}}} \cdot \left(\frac{1}{0,9993 \cdot k_{f_{\text{mod}}}} \right)^{\frac{1}{0,941}} \quad [3]$$

Onde:

- $A_{s_{\text{corrigido}}}$ - Área de aço corrigida à fadiga;
- $A_{s_{\text{proj.}}}$ - área de projeto calculada para Estado Limite Último (ELS);
- $k_{f_{\text{mod}}}$ - Coeficiente de fadiga modificado (equação 2).

2.3 Consideração da passagem do trem com 1 ciclo monotônico

Para considerar a passagem do

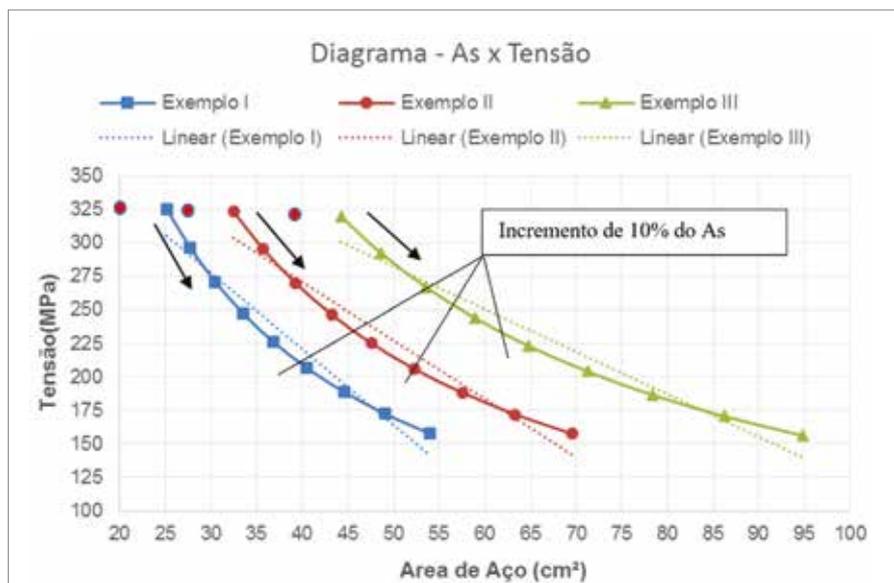
► **Tabela 4 – Valores obtidos em cada exemplo para a 2ª hipótese**

Exemplo I			Exemplo II			Exemplo III		
Momento (kN.m)	A_s (cm ²)	Tensão (MPa)	Momento (kN.m)	A_s (cm ²)	Tensão	Momento (kN.m)	A_s (cm ²)	Tensão (MPa)
1686.35	25.18	324.92	2133.09	32.47	323.47	2813.98	44.23	319.82
1686.35	27.70	296.67	2133.09	35.72	295.44	2813.98	48.65	292.24
1686.35	30.47	270.90	2133.09	39.29	269.86	2813.98	53.52	267.06
1686.35	33.51	247.40	2133.09	43.22	246.56	2813.98	58.87	244.10
1686.35	36.87	225.98	2133.09	47.54	225.30	2813.98	64.76	223.14
1686.35	40.55	206.44	2133.09	52.29	205.89	2813.98	71.23	204.01
1686.35	44.61	188.63	2133.09	57.52	188.20	2813.98	78.36	186.55
1686.35	49.07	172.37	2133.09	63.27	172.05	2813.98	86.19	170.61
1686.35	53.98	157.54	2133.09	69.60	157.30	2813.98	94.81	156.05

trem com 1 ciclo monotônico do método simplificado, foi feita uma análise do dano nas tensões da armadura. Inicialmente, utilizou-se o algoritmo *Rainflow* para a contagem de ciclos. A partir do algoritmo *Rainflow*, pode-se fazer uma contagem de ciclos nas tensões das armaduras. Diante disso, procedeu-se a análise do dano através da Regra de *Miner*. A tabela 5 apresenta os resultados da análise do dano para a seção S2 da OAE 01, referente a passagem do trem tipo Operacional. O dano (D_i) para cada variação de tensão ($\Delta\sigma$) é determinado de forma independente, e considera-se que o dano total (D_t) da seção é a soma dos danos individuais.

Da mesma forma, foram analisadas as outras seções da OAE 01. A tabela 6 mostra os resultados obtidos para a análise do dano para as seções da OAE 01.

Na tabela 6, nota-se que a menor relação obtida entre (D_{1ciclo}/D_t) nas seções da OAE 01 foi de 90%. Desta forma, optou-se que 1 ciclo monotônico, proposto pelo método kf, representa 0,9 do dano total, referente a passagem do trem completo.



► **Figura 10**
Diagrama da área de aço em relação à tensão no aço

2.4 Consideração de 1 ciclo operacional

Para considerar um ciclo operacional, ou seja, um trem-tipo de ida e volta na EFC foi feita uma análise de dano para o trem tipo Operacional Carregado e o Descarregado. A tabela 7 apresenta os valores dos danos totais obtidos para cada trem-tipo.

Observa-se na tabela 7 que a maior relação obtida entre o dano do trem

Descarregado e Operacional Carregado (D_{des}/D_{carreg}) foi de 29%. Isso quer dizer que o trem Descarregado corresponde aproximadamente 30% do Trem Operacional Carregado. Portanto para considerar um ciclo operacional na EFC, adotou-se um fator igual a 1,3.

3. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS À FADIGA

Para o dimensionamento das armaduras à fadiga foi feita uma estimativa do

► **Tabela 5 – Análise do dano, referente ao trem-tipo operacional, na seção S2 da OAE 01**

$\sigma_a = \frac{\Delta\sigma}{2}$ (MPa)	$\sigma_m = \frac{\sigma_{m\max.} + \sigma_{m\min.}}{2}$ (MPa)	$\Delta\sigma = 2 \cdot \sigma_a$ (MPa)	n_i	N_i	$D_i = \frac{n_i}{M_i}$	$\frac{D_i}{D_t}$ %
3.021	224.881	6.043	1	2.9E+19	3.49E-20	0%
66.660	261.525	133.321	1	2.3E+07	4.32E-08	5%
92.073	236.112	184.147	0.5	1.3E+06	3.95E-07	42%
0.000	144.345	0.000	1	4.0E+145	2.49E-146	0%
0.000	144.345	0.000	1	4.0E+145	2.49E-146	0%
93.424	234.762	186.847	0.5	1.1E+06	4.51E-07	48%
1.504	142.842	3.007	0.5	1.5E+22	3.27E-23	0%
0.000	144.345	0.000	0.5	4.0E+145	1.25E-146	0%
Dano total (D_t)					9.38E-07	

► Tabela 6 – Análise do dano para as seções da OAE 01

Seção	Trens-tipo Operacional		$D_{1 \text{ ciclo}} / D_t$ (%)
	D_t	$D_{1 \text{ ciclo}}$	
1	–	–	–
2	9.38E-07	8.46E-07	90%
3	6.58E-07	6.15E-07	93%
4	1.25E-06	1.15E-06	92%
5	1.49E-06	1.37E-06	92%
6	1.26E-06	1.172E-06	93%

► Tabela 7 – Análise de danos obtidos para os trens-tipo Operacional carregado e descarregado

Seção	Danos trens-tipo		D_{des} / D_{carreg}
	Operacional carregado	Descarregado	
1	–	–	–
2	9.38.E-07	1.98.E-07	21%
3	6.58E-07	1.59E-07	24%
4	1.25E-06	3.25E-07	26%
5	1.49E-06	4.25E-07	29%
6	1.26E-06	3.00E-07	24%

número de ciclos operacionais que a ponte estará submetida ao longo de sua vida útil. Sendo a vida útil da estrutura um parâmetro estabelecido pelo projetista estrutural.

3.1 Determinação do número de ciclos operacionais (N_{op})

A determinação do número de ci-

clos operacionais é calculada conforme a equação 4, descrita a seguir.

$$N_{op} = \frac{FC_t \cdot N_t}{FC_{pas}} \times V_d \quad [4]$$

Onde:

N_{op} - Número de ciclos operacionais que a estrutura estará submetida durante sua vida útil;

► Tabela 8 – Número de ciclos operacionais para diferentes vidas úteis à fadiga

FC_t	FC_{pas}	V_d	N_t	$N_{op} = \frac{FC_t \cdot N_t}{FC_{pas}} \times V_d$
1,30	0,90	100	6570	949000
1,30	0,90	200	6570	1898000
1,30	0,90	250	6570	2372500
1,30	0,90	300	6570	2847000
1,30	0,90	400	6570	3796000

FC_t - fator de correção que representa um trem de ida e volta;

FC_{pas} - fator de correção que representa a passagem do trem para 1 ciclo monotônico;

N_t - Número de trens carregados que passam pela ponte durante 1 ano;

V_d - Vida útil em anos do elemento estrutural; (Ex: 100, 200, etc.).

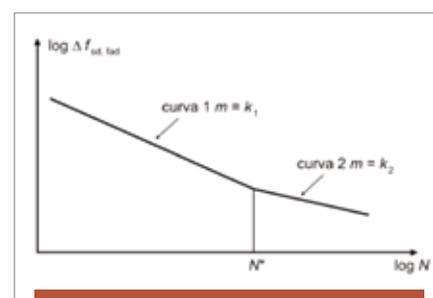
A tabela 8 mostra os números de ciclos operacionais determinados para diferentes vidas úteis à fadiga.

3.2 Determinação da $\Delta\sigma_{lim}$

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 para a determinação da variação de tensão limite à fadiga é usada a função de resistência à fadiga para o aço, que consiste em segmentos de reta na forma $(\Delta f_{sd, fad})^m \times N = \text{constante}$, representada em escala de log.log, conforme figura 11.

► Tabela 9 – Valores de $\Delta\sigma_{lim}$ para os números de ciclos operacionais

N_{op}	$\Delta\sigma_{lim}$ (Mpa)
949.000	191,00
1.898.000	176,02
2.372.500	171,71
2.847.000	168,27
3.796.000	162,97



► Figura 11
Curva de resistência característica à fadiga para o aço (curva S-N), segundo a ABNT NBR 6118:2014



► Tabela 10 – Resultados do dimensionamento das armaduras longitudinais à fadiga, referente a 100 anos

Vida útil à fadiga - 100 anos - trem operacional carregado									
Seção	$\sigma_{\min.}$ (MPa)	$\sigma_{\max.}$ (MPa)	$\Delta\sigma$ (MPa)	n_i	N_i	$D = \frac{n_i}{N_i}$	$V = \frac{1}{D}$ (pares de trens)	N_{op} em 1 ano	V anos
1	–	–	–	–	–	–	–	–	–
2	150.06	341.70	191.64	1.00	9.33E+05	1.071E-06	9.33E+05	9490.0	98.35
3	144.71	336.14	191.43	1.00	9.38E+05	1.066E-06	9.38E+05	9490.0	98.88
4	124.62	315.11	190.49	1.00	9.62E+05	1.040E-06	9.62E+05	9490.0	101.35
5	126.87	317.25	190.38	1.00	9.65E+05	1.037E-06	9.65E+05	9490.0	101.63
6	132.32	322.77	190.45	1.00	9.63E+05	1.039E-06	9.63E+05	9490.0	101.45
Vida útil média (anos)									100.33

A tabela 9 mostra os valores obtidos para as variações de tensões limite à fadiga determinados em função do número de ciclos operacionais.

3.3 Vida útil das armaduras dimensionadas à fadiga

Para determinação da vida útil à fadiga das armaduras longitudinais da longarina, considerou-se, inicialmente, a variação de momento fletor devido à carga permanente e à carga total (permanente e móvel). A partir da variação do momento fletor, é possível determinar as deformações em tensões em um ponto qualquer da seção. Com isso obteve-se a tensão mínima e a tensão máxima nas arma-

aduras da seção, ocasionada pela variação de momento.

As tabelas 10 a 14 apresentam os resultados obtidos do dimensionamento das armaduras longitudinais para várias vidas úteis, através da regra do dano de Miner e das curvas S-N da ABNT NBR 6118:2014.

Observa-se nas tabelas 10 a 14 que os valores das vidas úteis são próximos ao esperado no dimensionamento das armaduras longitudinais. A figura 12 mostra uma comparação feita entre as vidas úteis à fadiga, referente as armaduras longitudinais.

4. SÍNTESE DA METODOLOGIA PROPOSTA

A metodologia proposta inicia-se a

partir do cálculo do número de ciclos operacionais que é função da vida útil à fadiga especificada em projeto, do número de trens carregados que passam pela ponte durante um ano, bem como dos fatores de correção FC_i e FC_{pass} . Em seguida, determina-se a variação de tensão limite ($\Delta\sigma_{lim}$) através da curva S-N da ABNT NBR 6118: 2014 em função do número de ciclos operacionais. Do conhecimento dos valores de momentos máximos e mínimos na seção, calcula-se a armadura à flexão e o valor do coeficiente de fadiga kf_{mod} . Se o valor de kf_{mod} for inferior à unidade, mantêm-se as armaduras de projeto, caso contrário

► Tabela 11 – Resultados do dimensionamento das armaduras longitudinais à fadiga, referente a 200 anos

Vida útil à fadiga - 200 anos - trem operacional carregado									
Seção	$\sigma_{\min.}$ (MPa)	$\sigma_{\max.}$ (MPa)	$\Delta\sigma$ (MPa)	n_i	N_i	$D = \frac{n_i}{N_i}$	$V = \frac{1}{D}$ (pares de trens)	N_{op} em 1 ano	V anos
1	–	–	–	–	–	–	–	–	–
2	137.78	313.71	175.93	1.00	1.91E+06	5.244E-07	1.91E+06	9490.0	200.95
3	132.84	308.57	175.73	1.00	1.93E+06	5.192E-07	1.93E+06	9490.0	202.95
4	114.42	289.32	174.90	1.00	2.01E+06	4.975E-07	2.01E+06	9490.0	211.80
5	116.49	291.31	174.82	1.00	2.02E+06	4.953E-07	2.02E+06	9490.0	212.75
6	121.49	296.39	174.90	1.00	2.01E+06	4.975E-07	2.01E+06	9490.0	211.80
Vida útil média (anos)									208.05

► Tabela 12 – Resultados do dimensionamento das armaduras longitudinais à fadiga, referente a 250 anos

Vida útil à fadiga - 250 anos - trem operacional carregado									
Seção	$\sigma_{\min.}$ (MPa)	$\sigma_{\max.}$ (MPa)	$\Delta\sigma$ (MPa)	n_i	N_i	$D = \frac{n_i}{N_i}$	$V = \frac{1}{D}$ (pares de trens)	N_{op} em 1 ano	V anos
1	–	–	–	–	–	–	–	–	–
2	134.24	305.67	171.43	1.000	2.41E+06	4.153E-07	2.41E+06	9490.0	253.74
3	129.43	300.66	171.23	1.000	2.43E+06	4.110E-07	2.43E+06	9490.0	256.38
4	111.49	281.92	170.43	1.000	2.54E+06	3.940E-07	2.54E+06	9490.0	267.44
5	113.51	283.86	170.35	1.000	2.55E+06	3.923E-07	2.55E+06	9490.0	268.60
6	118.39	288.81	170.42	1.000	2.54E+06	3.939E-07	2.54E+06	9490.0	267.54
Vida útil média (anos)									262.74

► Tabela 13 – Resultados do dimensionamento das armaduras longitudinais à fadiga, referente a 300 anos

Vida útil à fadiga - 300 anos - trem operacional carregado									
Seção	$\sigma_{\min.}$ (MPa)	$\sigma_{\max.}$ (MPa)	$\Delta\sigma$ (MPa)	n_i	N_i	$D = \frac{n_i}{N_i}$	$V = \frac{1}{D}$ (pares de trens)	N_{op} em 1 ano	V anos
1	–	–	–	–	–	–	–	–	–
2	131.43	299.26	167.83	1.000	2.91E+06	3.432E-07	2.91E+06	9490.0	307.06
3	126.72	294.35	167.63	1.000	2.95E+06	3.394E-07	2.95E+06	9490.0	310.43
4	109.15	276.01	166.86	1.000	3.07E+06	3.257E-07	3.07E+06	9490.0	323.50
5	111.13	277.92	166.79	1.000	3.08E+06	3.245E-07	3.08E+06	9490.0	324.76
6	115.91	282.77	166.86	1.000	3.07E+06	3.257E-07	3.07E+06	9490.0	323.50
Vida útil média (anos)									317.85

► Tabela 14 – Resultados do dimensionamento das armaduras longitudinais à fadiga, referente a 400 anos

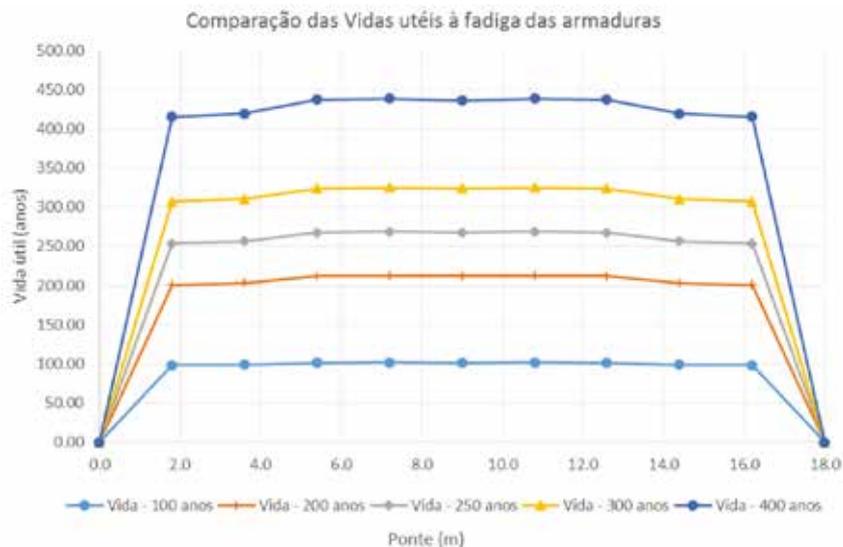
Vida útil à fadiga - 400 anos - trem operacional carregado									
Seção	$\sigma_{\min.}$ (MPa)	$\sigma_{\max.}$ (MPa)	$\Delta\sigma$ (MPa)	n_i	N_i	$D = \frac{n_i}{N_i}$	$V = \frac{1}{D}$ (pares de trens)	N_{op} em 1 ano	V anos
1	–	–	–	–	–	–	–	–	–
2	127.11	289.41	162.30	1.000	3.94E+06	2.538E-07	3.94E+06	9490.0	415.17
3	122.54	284.65	162.11	1.000	3.98E+06	2.511E-07	3.98E+06	9490.0	419.60
4	105.57	266.94	161.37	1.000	4.15E+06	2.410E-07	4.15E+06	9490.0	437.20
5	107.48	268.8	161.32	1.000	4.16E+06	2.403E-07	4.16E+06	9490.0	438.46
6	112.10	273.5	161.40	1.000	4.14E+06	2.414E-07	4.14E+06	9490.0	436.46
Vida útil média (anos)									429.38

corrige-se a armadura pela equação 3. O fluxograma da metodologia proposta está apresentado na figura 13.

5. CONCLUSÕES

Na 1ª hipótese do coeficiente de fadiga, é recomendado corrigir a variação de tensão por um fator de correção igual a 1,04, de acordo com os resultados obtidos. Por sua vez, na 2ª hipótese do método simplificado, o decréscimo de tensão não acompanha proporcionalmente o acréscimo de armadura. A relação entre a área de aço e a tensão não é linear. Em função disso deve-se corrigir a área de aço. Para a determinação do número de ciclos operacionais (trem carregado na ida e trem descarregado na volta), é necessário aplicar um fator de correção (Fct) de 1,3. Além disso, foi verificado que um ciclo de carga, considerando o máximo esforço causado pelo trem, corresponde a um dano de 90% do dano total, provocado pela passagem do trem Operacional Carregado.

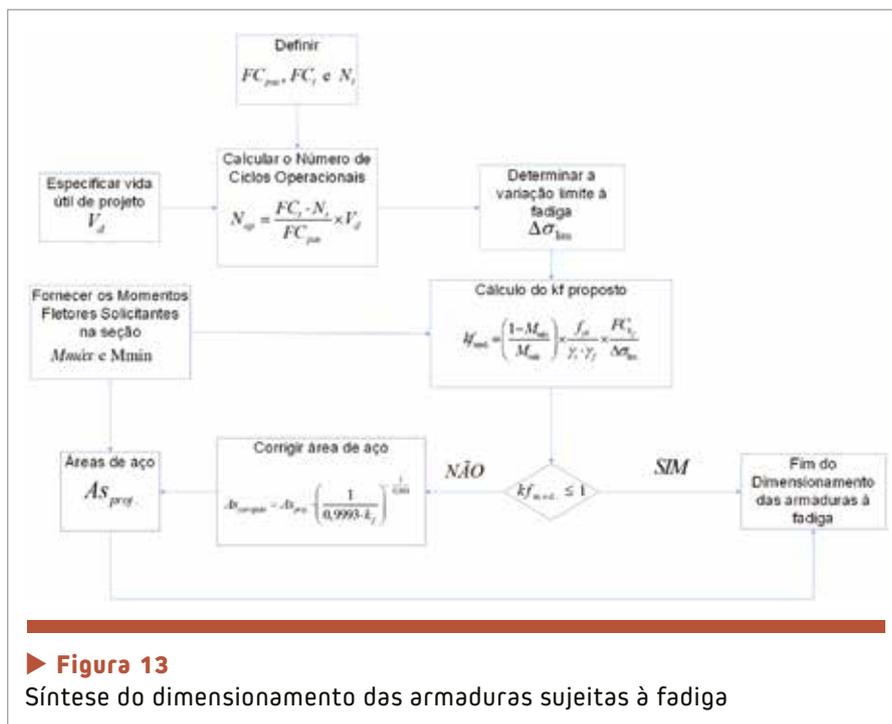
A metodologia proposta neste trabalho permitiu o dimensionamento nas armaduras longitudinais à fadiga satisfatoriamente em relação à vida útil especificada no dimensionamento, sendo que as vidas úteis que tiveram maior divergência em relação ao valor estipulado foram a



► **Figura 12**
Comparação das vidas úteis à fadiga, referente às armaduras longitudinais

de 300 e 400 anos. Além disso, essa metodologia permitiu a utilização do coeficiente de fadiga k_f para núme-

ro de ciclos superiores do proposto pelo EB-3/67 que é de 2.000.000 de ciclos. ◀



► **Figura 13**
Síntese do dimensionamento das armaduras sujeitas à fadiga

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 2014.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e concreto protendido. Rio de Janeiro, 2003.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. EB-3: Barras para concreto armado. Rio de Janeiro, 1967.
- [04] BARICHELLO, C. V. M.; Costa, F. I. B. da; Moreira, J. L. da R.; Neto, José A. de C.; Pureza, D. Q.; Sampaio, R. A. C.; Rodrigues Junior, S. J.; Veloso, L. A. C. M. Desenvolvimento de metodologia para avaliação da integridade estrutural de pontes e viadutos ferroviários ao longo da Estrada de Ferro Carajás. Relatório Técnico Segunda etapa: Obra de Arte Especial n. 01 – Viaduto sobre a primeira travessia, Núcleo de Instrumentação e Computação Aplicada à Engenharia - NiCAE, Brasil, 2009.
- [05] LEE, Y.-L. Fatigue Testing and Analysis. Boston: Elsevier Butterworth - Heinemann, 2001.

Desempenho e expectativas da indústria de pré-fabricados de concreto

Pelo terceiro ano consecutivo, a Fundação Getúlio Vargas (FGV) realizou, por encomenda da Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto (Abcic), uma sondagem entre as associadas da entidade para verificar o desempenho e sondar as perspectivas da indústria de pré-fabricados de concreto no Brasil.

Na sondagem deste ano, cuja coleta de dados foi realizada entre julho e setembro de 2015, as empresas reportaram uma piora em seu desempenho, com redução dos planos de investimentos. Vale lembrar que a sondagem realizada pela FGV junto aos associados da Abcic em 2014 mostrou uma frustração com os resultados de 2013 e já havia indicado uma queda na intenção de investimento do empresário.

De fato, os números apurados em

2015 revelaram que houve diminuição na produção e no número de empregados, repercutindo negativamente na decisão de investir das empresas. Na verdade, a queda nos investimentos mostrou-se ainda mais severa que a anunciada no final de 2014. Indiscutivelmente, as empresas de pré-fabricados sofreram o impacto da retração da atividade do principal elo da cadeia e demandante de seus produtos: o setor da construção.

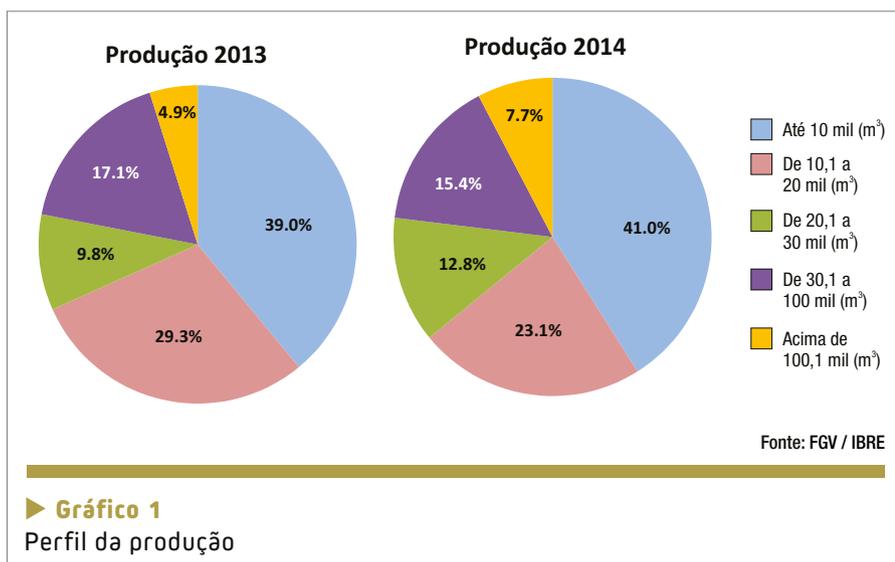
EMPREGO E PRODUÇÃO

No que diz respeito ao total de empregos gerados pelas indústrias de pré-fabricados, a sondagem da FGV constatou que, em dezembro de 2014, as associadas da Abcic registravam um total de 11.295 funcionários, o que representou 1,3% do contingente de trabalhadores da indústria de material e

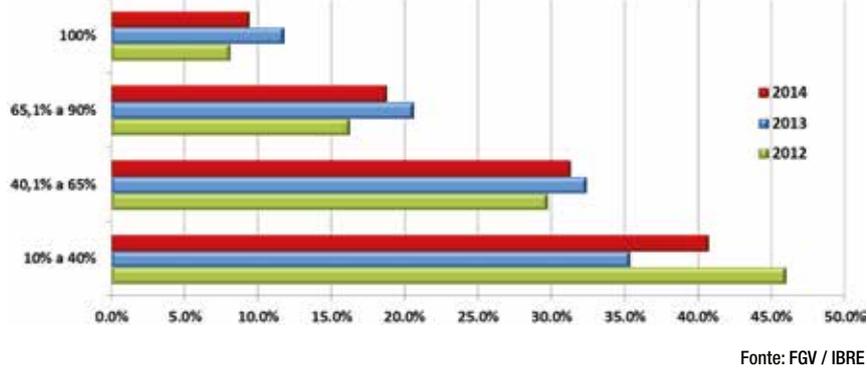
equipamentos e 8,8% do segmento de fabricação de artefatos de concreto. Na comparação com 2013, a redução no estoque de trabalhadores das empresas foi de 6,39%, maior do que a média da indústria de materiais, que apresentou queda de 2,39% no mesmo período.

A produção de pré-fabricados no ano de 2014, que alcançou a marca de 1.035.628 m³, também encolheu (-3,2%) na comparação com o ano anterior. A produção média foi de 25.891 m³ por empresa. Em 2014, de acordo com o IBGE, a produção de materiais de construção registrou declínio de 5,9%. O desempenho menos negativo da indústria de pré-fabricado se deve à grande diversidade de atuação do segmento, além da garantia de agilidade e qualidade, características inerentes ao segmento das estruturas pré-fabricadas.

A capacidade de produção instalada das empresas de pré-fabricados de concreto teve recuo de 2,6%, passando de 1,678 milhão de m³, em 2013, para 1.635 milhão de m³ no ano passado. Em relação ao declínio, a sondagem faz uma observação, ao notar que as espessuras de lajes e seções de vigas variam de acordo com o projeto, a modularidade estabelecida e a tecnologia empregada. Por isso, é possível ser observada uma diminuição ou um aumento no volume de concreto utilizando os mesmos recursos, o que dificulta o estabelecimento



► Gráfico 1
Perfil da produção



► **Gráfico 2**
Distribuição da produção – concreto protendido

de uma correlação direta entre o volume produzido e a capacidade instalada do segmento.

No que diz respeito ao porte por empregados, predominam as empresas de tamanho médio: 29% das indústrias de pré-fabricados possuíam até 100 empregados, 61% registravam entre 101 a 500 trabalhadores, e 10% contavam com mais de 500 empregados. Em relação à produção, houve aumento nas duas pontas: o percentual de empresas com produção de até 10 mil m³ passou de 39%, em 2013, para 41% no fim de 2014, e o percentual com produção superior a 100,1 mil m³ alcançou 7,7% (Gráfico 1).

APORTE TECNOLÓGICO

O levantamento realizado pela FGV também constatou que, em 2014, as empresas de pré-fabricados consumiram 379,3 mil toneladas de cimen-

to e 131,2 mil toneladas de aço. Pelo segundo ano consecutivo, o consumo de cimento caiu (- 10,7%), enquanto o consumo de aço registrou crescimento de 12,6%. Como a produção total de pré-fabricados se reduziu, esse movimento indica mudança tecnológica ou de perfil da produção favorecendo a demanda de aço. Prevaleceu a mudança tecnológica. De fato, em relação ao ano de 2013, a produção de concreto armado, que utiliza mais aço, aumentou, passando de 40,5% para 44,9%. De todo modo, vale destacar que o concreto protendido continua a representar a maior parcela da produção.

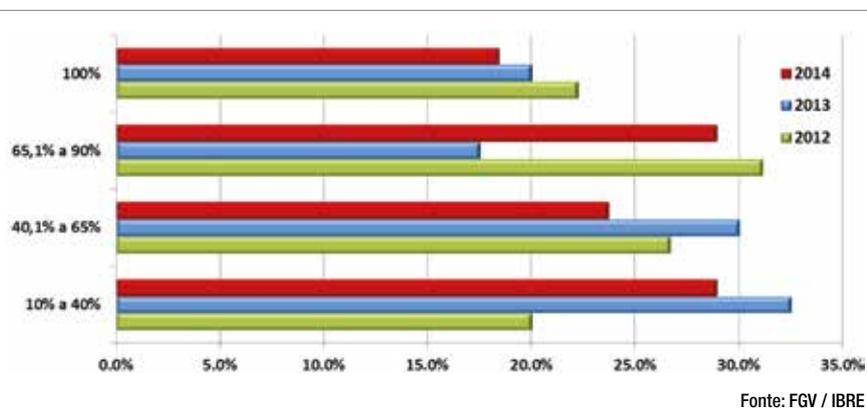
Na comparação com 2013, cresceram as sinalizações de uso do concreto auto-adensável – passou de 58,1% para 66,7%. No que diz respeito à plataforma BIM (Building Information Modeling), em 2014 observou-se uma mudança marcante em relação ao ano anterior: o per-

centual de empresas que não conhece a ferramenta caiu de 20,9% para 4,9%. Vale destacar também o aumento das sinalizações das empresas que conhecem e já implantaram ou que pretendem fazê-lo nos próximos dois anos, que passou de 43,5% para 63,4%.

Em 2014 o percentual de empresas que indicou produzir exclusivamente o concreto protendido retrocedeu para 9,4% (Gráfico 2). Em 2011, nenhuma empresa assinalou produzir apenas esse tipo de concreto, percentual que chegou a 8% em 2012 e passou para 11,8% em 2013. Por sua vez, o percentual de empresas com produção integral dedicada ao concreto armado continua se reduzindo a cada ano: era de 26% em 2011, passou para 22% em 2012, para 20% em 2013 e 18,4% em 2014 (Gráfico 3). Por outro lado, vale notar que a ampla maioria das empresas, 82,9% não produz estrutura metálica. Em 2013, esse percentual era de 77%.

RANKING DIVERSIFICADO DE OBRAS

Em relação à demanda, em 2015 shoppings e indústrias se mantiveram como os principais destinos das vendas do setor: os shoppings aumentaram sua participação, passando de 20,3% no ano passado para 30,1% (Tabela 1). O segmento de infraestrutura, que vinha crescendo, voltou a cair várias posições e, em 2015, representou apenas 8,4% da demanda das indústrias de pré-fabricados – em 2014, essa participação alcançou 14,3%. A área de varejo ganhou várias posições e se colocou em terceiro lugar, com 11,9%, atrás de shopping e indústrias. Na sequência, vem centros de distribuição e logística, com 10,9% de participação. Por sua vez, o segmento habitacional se manteve com a menor participação (5,3%).



► **Gráfico 3**
Distribuição da produção – concreto armado

► Tabela 1 – Ranking por tipo de obra

2012	2013	2014	2015
1. Indústrias	1. Indústrias	1. Shopping Centers	1. Shopping Centers
2. Varejo	2. Shopping Centers	2. Indústrias	2. Indústrias
3. Shopping Centers	3. Centros de Distribuição e Logística	3. Infraestrutura e Obras Especiais	3. Varejo
4. Centros de Distribuição e Logística	4. Infraestrutura e Obras Especiais	4. Centros de Distribuição e Logística	4. Edifícios Comerciais
5. Infraestrutura e Obras Especiais	5. Varejo	5. Edifícios Comerciais	5. Centros de Distribuição e Logística
6. Habitacional	6. Edifícios Comerciais	6. Varejo	6. Infraestrutura e Obras Especiais
7. Edifícios Comerciais	7. Habitacional	7. Habitacional	7. Habitacional

Fonte: FGV / IBRE

Assim como nos dois anos anteriores, a sondagem incluiu perguntas relacionadas aos investimentos realizados pelas empresas no ano corrente (2015) e à intenção de investir em 2016. Dessa vez, foram introduzidas questões para captar a percepção das empresas em relação ao desempenho da produção em 2015, assim como as expectativas em relação a 2016. A percepção dominante é de que houve queda em 2015: 30% das empresas indicaram redução na produção, enquanto para 12,5% houve aumento.

Com a queda na produção, os planos de investimentos se alteraram. De fato, houve uma mudança significativa na comparação com as intenções indicadas na pesquisa realizada em 2014. O mesmo percentual de empresas apontou elevação e redução dos investimentos em capital fixo, portanto, o saldo foi zero, o que significa que não deve ter ocorrido aumento dos investimentos para o conjunto das empresas em 2015. Na pesquisa realizada no ano anterior, mais empresas apontavam intenção de elevar seus investimentos, resultando em uma diferença positiva de 15,5 pontos percentuais.

Essa deterioração foi generalizada entre os diversos setores da economia, tendo atingindo mais fortemente a in-

dústria de transformação. A sondagem da FGV realizada no 3º trimestre de 2015 apontou que um maior número de empresas indicou ter diminuído seus investimentos nos últimos 12 meses – saldo negativo foi 11 pontos percentuais. Entre as empresas da indústria de materiais de construção pesquisadas essa diferença foi ainda maior, de 20 pontos percentuais.

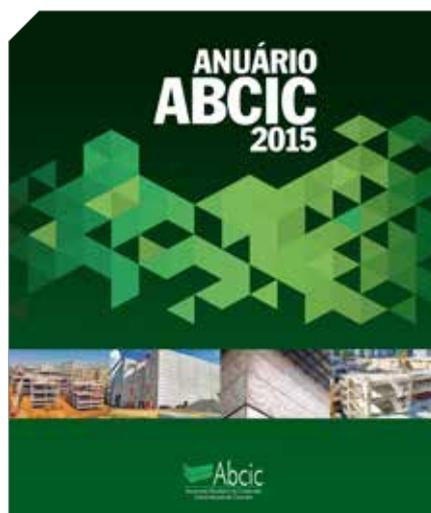
Os investimentos das empresas de pré-fabricados foram realizados principalmente na aquisição de equipamentos para produção (58,3%), seguidos pela ampliação da área de produção (38,9%), ampliação da área de estocagem (33,3%) e ampliação de galpões e obras civis (30,6%). As empresas atribuíram as dificuldades de investir

principalmente às incertezas da política econômica, mas também teve destaque o baixo patamar da atividade da construção e, portanto, da demanda por produtos do setor.

A despeito dessas incertezas, um maior número de empresas de pré-fabricados ainda espera aumento da produção em 2016. A diferença entre as que esperam aumentar ou aumentar muito e as que acreditam que a produção vai cair ou cair muito é positiva, embora pequena – de 5 pontos percentuais.

No entanto, no que diz respeito aos investimentos, um maior número assinou intenção de reduzi-los em 2016: diferença de – 17,5 pontos percentuais. Na sondagem da indústria transformação realizada em outubro, a intenção de reduzir os investimentos nos próximos 12 meses superou a de elevar em 14 pontos percentuais. Na indústria de materiais, a diferença foi 13 pontos percentuais em favor das empresas que reduziram seus investimentos.

A íntegra da sondagem está publicada no Anuário Abcic 2015, que inclui ainda outros temas relevantes como as atividades institucionais da entidade, as tendências internacionais e cases de aplicação das estruturas pré-fabricadas. 



Proposição de índices de avaliação de degradação para obras de arte especiais – Conceitos

JOSÉ BENTO FERREIRA – PROFESSOR DOUTOR

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA JÚLIO DE MESQUITA FILHO (UNESP/FEG/DEC)

JULIA WIPPICH LENCIONI – PROFESSORA DOUTORA

UNIVERSIDADE DE TAUBATÉ (UNITAU/DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL)

I. INTRODUÇÃO

Um grande problema encontrado em um sistema de gerenciamento de Obras de Arte Especiais (OAEs) é a definição de prioridades, pois sempre se trata de um número significativo de obras, normalmente com características díspares, que possuem velocidades de degradação diferenciadas.

Como os recursos financeiros e técnicos são sempre limitados, definir a sequência de obras a sofrer intervenções, com base não só no seu estado atual como também na velocidade de degradação é essencial para o correto emprego desses recursos.

Dessa forma, a adoção de valores numéricos na avaliação de OAEs permite uma análise mais precisa de suas reais condições e a priorização das intervenções.

2. A INSPEÇÃO ESTRUTURAL E SUA INSERÇÃO EM UM SISTEMA DE GERENCIAMENTO

A inspeção é o elemento impres-

cindível para o controle da degradação de uma estrutura de concreto, por permitir, quando executada de forma ordenada no tempo, a determinação da curva de degradação de cada estrutura vistoriada.

No entanto, sem a atribuição de notas objetivas, que permitam a definição do momento de intervenção preventiva, um programa de vistorias perde muito da sua efetividade, pois não define prioridades ou estas se baseiam em elementos subjetivos.

Dessa forma, a introdução de um programa de gerenciamento de OAEs baseado em vistorias periódicas e em um sistema objetivo de avaliação, com o objetivo de garantir a condição de utilização de um conjunto de estruturas permite que esse objetivo seja atingido, mesmo com recursos limitados para a sua manutenção ou recuperação.

As vistorias periódicas costumam ser conhecidas também por inspeções rotineiras. De acordo

com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2004), as inspeções rotineiras são visuais, efetuadas a partir do estrado, do terreno, do nível d'água ou de plataformas e caminhos permanentes, se existentes. Equipamentos especiais e ensaios *in loco* são empregados nessas inspeções somente quando constituírem no único meio de inspecionar os trechos de interesse. As informações verificadas no decorrer de uma vistoria desse tipo devem ser registradas em planilhas (ou fichas de inspeção) e complementadas por um documento fotográfico.

Dada a complexidade das relações entre as obras humanas e os ambientes naturais, que podem levar a um processo de degradação mútua, existe a necessidade de um modelo gerencial adaptável, que possa ser ajustado a partir da detecção de desvios nos objetivos preconizados, em um processo de realimentação do sistema. Essa

avaliação apresenta maior efetividade se for integrada aos serviços de manutenção, por esses serem feitos permanentemente, proporcionando um fluxo constante de informações.

Assim, o sistema de gerenciamento baseado em vistorias periódicas objetivas apresenta a necessidade de adoção de pesos, positivos ou negativos, que denunciem possíveis desvios do objetivo e apontem as prioridades de intervenção. É importante ressaltar que o caso específico de colapso iminente detectado extrapola este modelo, por exigir ações emergenciais.

Dentro desta proposta, são elencados elementos que devem ser utilizados na determinação desses valores:

- ▶ **Estimativa de vida útil de cada estrutura:** definido através da análise, para cada estrutura, do conjunto de vistorias executadas ao longo do tempo. É um forte condicionante de prioridades.
- ▶ **Nível de serviço do sistema:** avaliação da importância (econômica, social, etc.) do conjunto de obras que compõe o sistema e análise do quadro com a sua possível degradação. Como o anterior, é um forte condicionante de prioridades.
- ▶ **Estimativa de custo:** avaliação do custo de intervenções ao longo do tempo, considerando-se ações imediatas ou proteladas. Não apresenta a mesma força para definir prioridades, em um sistema bem gerido.
- ▶ **Manutenção:** avaliação de como essa atividade interfere com o desenvolvimento do quadro de degradação e os custos envolvidos. É um elemento inte-

ressante no gerenciamento do sistema, pois a sua conjugação com outros fatores permite a mudança de prioridades.

Após uma análise com a adequada profundidade desses elementos dentro do sistema, é feita a atribuição de pesos para os diversos fatores que os compõem, para se obter valores indicativos de qual sequência de ações deve ser adotada.

3. O PROBLEMA NA ADOÇÃO DE VALORES

Quando se adotam valores em uma avaliação, é necessário considerar que sempre deve existir uma conceituação lógica e clara a ser transmitida para os avaliadores, de forma a que esses possam empregar a escala de valores de forma correta.

Outra consideração a ser feita é de que essa escala de valores e/ou pesos não deve ser muito extensa e sempre ser baseada em determinados eventos relevantes, de forma a reduzir o grau de dúvida do avaliador.

A vantagem na adoção de uma escala de valores pouco extensa é que mesmo profissionais com pouca experiência prática, mas devidamente treinados, conseguem executar uma avaliação correta, como foi verificado em testes executados com alunos da disciplina optativa Patologia das Estruturas de Concreto Armado, ministrada no 4º ano do Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Campus de Guaratinguetá (UNESP-FEG), na qual eles deveriam avaliar o estado de uma estrutura, após um treinamento com duração aproximada de 20 horas. Esse aspecto é mui-

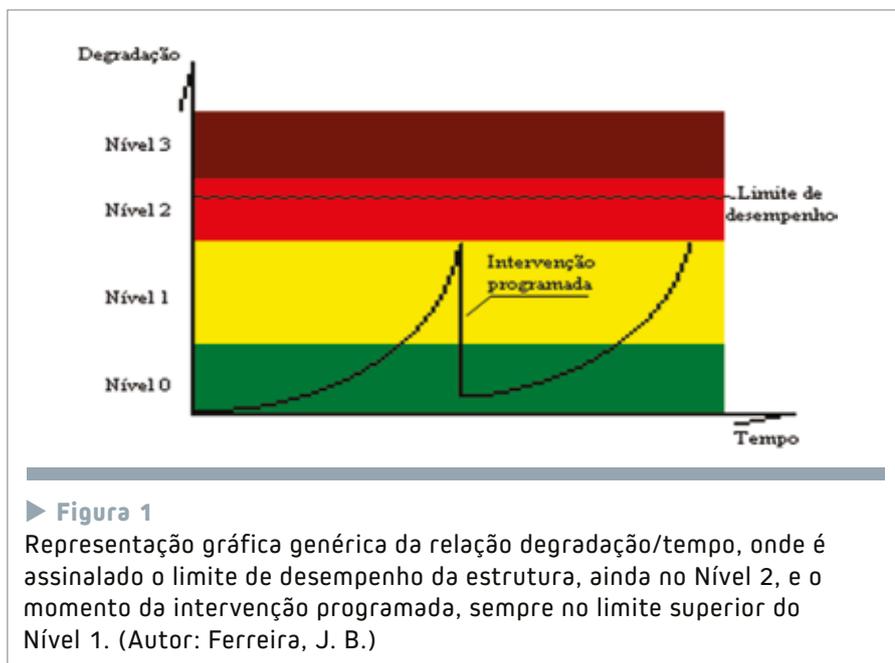
to importante, pois permite que um maior número de profissionais participe das avaliações, dentro de condições técnicas adequadas e confiáveis, um fator de grande importância considerando o enorme volume de obras a serem vistoriadas no Brasil.

Também deve ser considerado que, com a publicação pela Associação Brasileira de Normas Técnicas da ABNT NBR 16230 – Inspeção e de estruturas de concreto – Qualificação e certificação de pessoal – Requisitos, é necessário estabelecer uma linguagem comum para que os exames de qualificação previstos nessa norma apresentem uma homogeneidade de termos em todo o território nacional, onde se prevê sua aplicação.

4. PROPOSIÇÃO DE VALORES

Dentro da lógica anteriormente exposta, pode-se considerar inicialmente uma escala de valores que situem o estado de degradação da estrutura dentro das fases pelas quais passa uma estrutura ao longo da sua existência. São considerados os seguintes níveis de degradação da estrutura:

- ▶ **Nível 0:** estrutura sem nenhuma manifestação patológica diagnosticável;
- ▶ **Nível 1:** estrutura apresentando manifestações patológicas primárias;
- ▶ **Nível 2:** estrutura apresentando manifestações patológicas profundas, mas sem perda significativa de seção resistente;
- ▶ **Nível 3:** estrutura apresentando manifestações patológicas profundas, com perda significativa de seção resistente, comprometendo em todo ou em parte o desempenho estrutural.



Na figura 1, observa-se um exemplo de uma curva de degradação de uma obra comum, assinalando-se o momento de uma intervenção técnica.

É importante ressaltar que, apesar do exemplo apresentado na Figura 1 representar a degradação normal de uma estrutura, defeitos de projeto ou execução podem gerar um gráfico que não tenha como ponto da partida o encontro das abscissas com as ordenadas, ou então apresente deformações abruptas, devido a acidentes durante sua vida útil.

Nessa classificação, pode-se verificar que no Nível 0, a estrutura vistoriada não deve apresentar:

- ▶ fissuração acima do prescrito na ABNT NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, considerando-se a Classe de Agressividade Ambiental em que se insere a estrutura ou elemento estrutural analisado;

- ▶ deformação sob carga superior ao prescrito também na ABNT NBR 6118;
- ▶ desvios de geometria superiores aos prescritos na ABNT NBR 14931 – Execução de estruturas de concreto – Procedimento;
- ▶ fissuração anômala de qualquer amplitude;
- ▶ lixiviação de hidróxido de cálcio;

- ▶ corrosão da armadura;
- ▶ desagregação superficial do concreto.

Um exemplo de estrutura situada no Nível 0 pode ser visto na figura 2.

Em relação ao Nível 0, no Nível 1 a estrutura pode apresentar:

- ▶ carbonatação superficial (por não apresentar sinais visíveis, a carbonatação pode ser verificada pela simples aspersão de uma solução de fenolftaleína sobre o concreto, verificando-se a mudança de cor do material não carbonatado, e medida da espessura de carbonatação com o auxílio de uma régua ou paquímetro);
- ▶ lixiviação de hidróxido de cálcio;
- ▶ corrosão da armadura em pontos localizados, sem fissuração correlata.

Um exemplo de estrutura no Nível 1 pode ser visto na figura 3.

Em relação ao Nível 1, no Nível 2 a estrutura pode apresentar adicionalmente:

- ▶ fissuração acima do prescrito na

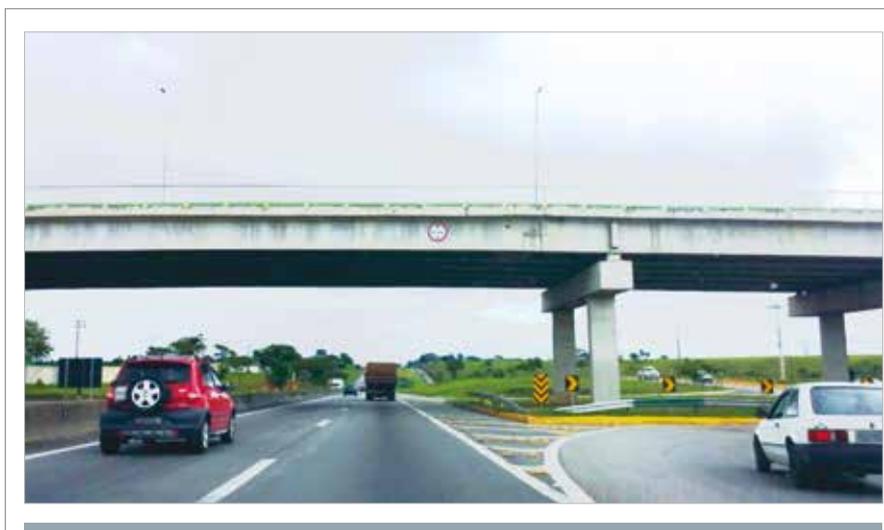


Figura 2
Exemplo de estrutura no Nível 0, onde não se verificam manifestações patológicas significativas. (Foto: Ferreira, J. B.)



► **Figura 3**

Exemplo de estrutura no Nível 1, onde se verifica uma forte lixiviação do concreto. Pela quantidade de material alcalino retirado do concreto, é possível afirmar que a matriz cimentícia sofreu uma diminuição do seu pH. (Foto: Ferreira, J. B.)



► **Figura 4**

Estrutura com fissuração excessiva, corrosão da armadura associada com fissuração e pequena perda de seção de concreto. (Foto: Ferreira, J. B.)

ABNT NBR 6118, considerando-se a Classe de Agressividade Ambiental em que se insere a estrutura ou elemento estrutural analisado, sem corrosão da armadura correlata;

- carbonatação generalizada;
- corrosão da armadura com fissuração correlata, sem perda significativa de seções de aço e concreto.

Um exemplo de estrutura situada no Nível 2 pode ser visto na figura 4.

No Nível 3, considera-se que:

- o Estado Limite Último, conforme prescrito na ABNT NBR 6118, é o seu batente superior, por indicar o colapso estrutural ou qualquer outra forma de ruína estrutural;
- podem ocorrer perdas significativas de seções de aço e concreto;

► as deformações são superiores ao estabelecido na ABNT NBR 6118 e na ABNT NBR 14931;

- neste nível são ultrapassados todos os Estados Limite estabelecidos na ABNT NBR 6118.

Um exemplo de estrutura situada no Nível 3 pode ser visto na figura 5.

Nessa classificação, como em toda avaliação de estruturas de concreto, é muito importante que sejam consideradas duas condições de fissuração: a fissuração normal e a fissuração anômala.

A fissuração normal compreende aquela prevista na ABNT NBR 6118, que considera que em áreas tracionadas o concreto apresenta fissuração distribuída de pequena amplitude, tendo seus limites estabelecidos conforme a Classe de Agressividade Ambiental - CAA (tabelas 1 e 2).



► **Figura 5**

Exemplo de estrutura no Nível 3. Situada à beira-mar, apresenta perda de seção de concreto e aço e teve seu uso restrito apenas ao tráfego de pessoas. É interessante notar a forma desordenada como foram instaladas tubulações de água e eletricidade, colaborando com a deterioração estrutural. (Foto: Ferreira, J. B.)

► Tabela 1 – Classes de agressividade ambiental em função das condições de exposição. Adaptado da ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014)

Macroclima	Microclima			
	Ambientes internos		Ambientes externos e obras em geral	
	Seco ¹ UR ≤ 65%	Úmido ou ciclos ² de molhagem e secagem	Seco ³ UR ≤ 5%	Úmido ou ciclos ⁴ de molhagem e secagem
Rural	I	I	I	II
Urbana	I	II	I	II
Marinha	II	III	–	III
Industrial	II	III	II	III
Especial 5	II	III ou IV	III	III ou IV
Respingos de maré	–	–	–	IV
Submersa ≥ 3m	–	–	–	I
Solo	–	–	Não agressivo I	Úmido e agressivo II, III ou IV

¹ Salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.

² Vestiários, banheiros, cozinhas, lavanderias industriais e garagens.

³ Obras em regiões de clima seco, e partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos.

⁴ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

⁵ Macro clima especial significa ambiente com agressividade bem conhecida, que permite definir a classe de agressividade III ou IV nos ambientes úmidos. Se o ambiente for seco, deve ser considerada classe de agressividade II nos ambientes internos e classe de agressividade III nos ambientes externos.

Observações:

- Quando o risco de contaminação por cloretos for alto, deve-se enquadrar esse trecho da estrutura na classe IV. É o caso da zona de respingos de maré.
- O responsável pelo projeto estrutural, de posse de dados relativos ao ambiente em que será construída a estrutura, pode considerar classificação mais agressiva que a estabelecida na tabela.

Fissuração anômala deve ser considerada aquela não oriunda da tração prevista em projeto, e que pode se dar por forças de tração não previstas, por compressão ex-

cessiva do concreto ou por corrosão da armadura de aço, entre outras. Também pode ser considerada aquela que, ocorrendo em zonas de tração previstas em projeto, apresentam abertura excessiva ou distribuição irregular.

► Tabela 2 – Classes de agressividade ambiental e fissuração admissível, para estruturas de concreto armado. Adaptado da ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014)

Classe de agressividade ambiental (CAA)	Agressividade	Risco de degradação da estrutura	Fissuração admissível (mm)
I	Fraca	Insignificante	0,4
II	Moderada	Pequeno	0,3
III	Forte	Grande	0,3
IV	Muito forte	Elevado	0,2

4.1 Considerações sobre a agressividade ambiental e a velocidade de degradação

Dentro de um sistema de gerenciamento de OAEs, não é suficiente estabelecer o atual estado de degradação de uma estrutura. Por se tratar de um conjunto de obras, é necessário também se definir o ambiente de exposição da estrutura, segundo a ABNT NBR 6118, conforme já citado no item 4, o qual irá influenciar na velocidade de degradação, permitindo a definição das prioridades dentro do conjunto de obras e a frequência das vistorias periódicas. Lencioni (2005) apresenta um estudo sobre a influência de fatores ambientais e dos diferentes ambientes na degradação de OAEs, discutindo a importância de se considerar esses elementos nas inspeções estruturais.

Os efeitos da agressividade ambiental sobre as estruturas podem ser introduzidos no sistema de gerenciamento sob a forma de pesos, elementos multiplicadores dos valores adotados para os níveis de deterioração descritos.

4.2 Considerações sobre a importância do elemento estrutural analisado

Além do estado de degradação e da sua velocidade previsível, é necessário considerar, para cada elemento estrutural analisado, sua importância para a estabilidade local e geral da estrutura analisada.

Em uma primeira aproximação, podem-se considerar duas condições:

- ▶ elemento cujo colapso não prejudica a estabilidade geral da estrutura ou não coloca em risco a integridade física dos usuários;
- ▶ elemento cujo colapso prejudica a estabilidade geral da estrutura ou coloca em risco a integridade física de seus usuários.

Essa consideração é importante, pois, durante uma vistoria, o acentuado estado de degradação de um elemento estrutural pode chamar mais a atenção do vistoriador que a sua real importância para a estabilidade do conjunto, o que induz, de forma subliminar, a uma falha na avaliação. Ao se ter muito clara a necessidade dessa análise, por parte do profissional que efetua a vistoria, esse efeito subliminar tende a ser irrelevante.

Quanto à introdução de mais esse elemento no sistema de geren-

ciamento, é de se considerar que, ao invés de peso, pode ser introduzido uma condição decisória, ou marcador, em que a importância do elemento sobrepuja os valores numéricos, a partir do Nível 2 de degradação estrutural, quando passa a existir a real possibilidade de se ultrapassar a condição de uso da estrutura, e ao se atingir o Nível 3, o possível colapso.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Considerando-se o elevado número de OAEs existentes no Brasil e o avançado estado de degradação de muitas delas, a proposição de um sistema de gerenciamento baseado em índices simplificados tem como objetivo facilitar e agilizar o trabalho de inspeção das mesmas por profissionais adequadamente treinados e permitir a correta priorização dos serviços de manutenção e de recuperação de acordo com as reais condições de cada estrutura avaliada.

É interessante ressaltar que os índices propostos apresentam precisão suficiente para que seja feita a avaliação da idade relativa da estrutura, ou seja, a idade conforme o seu grau de degradação, evitando que uma obra seja bem avaliada apenas por ter pouca idade, pois fa-

lhas construtivas ou exposição a elementos muito agressivos, que terão como consequência a sua degradação acelerada, serão detectados em uma sequência de vistorias, desde que estas sejam adequadamente programadas.

Dessa forma, dá-se a devida importância tanto às condições construtivas como ao meio ambiente onde está inserida a estrutura avaliada e a influência desses elementos sobre a velocidade de degradação da mesma.

Da mesma forma, há de se considerar a importância dos elementos estruturais afetados pelas patologias diagnosticadas durante as inspeções, verificando-se as condições estruturais desses elementos de forma isolada e em conjunto, definindo-se então a necessidade de uma intervenção pontual (em um determinado elemento estrutural) ou da estrutura no todo.

Por fim, há de se considerar que a proposição de índices para avaliar a degradação de uma estrutura não é aplicável apenas a OAEs, mas a todas as estruturas de concreto armado e protendido, que deveriam ser sempre inspecionadas periodicamente, dada a real possibilidade de perda de funcionalidade ou mesmo colapso de estruturas mal conservadas. 

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR14931: Execução de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004. 53 p.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR16230: Inspeção de estruturas de concreto - Qualificação e certificação de pessoal - Requisitos. Rio de Janeiro, 2013. 19 p.
- [04] BRASIL. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Manual de inspeção de pontes rodoviárias. 2. ed. Rio de Janeiro, 2004. 253p.
- [05] LENCIONI, J. W. Proposta de manual para inspeção de pontes e viadutos em concreto armado – discussão sobre influência dos fatores ambientais na degradação de obras de arte especiais. 2005. 187 f. Dissertação (Mestrado em Infraestrutura Aeronáutica) – Programa de Pós-Graduação em Infraestrutura Aeronáutica, Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA), São José dos Campos, 2005.

Um método probabilístico de avaliação da segurança de pontes em concreto armado com base no monitoramento estrutural

ALBERTO BELOTTI COLOMBO, ALFREDO PINTO CONCEIÇÃO NETO, LEILA CRISTINA MENEGHETTI, RAFAEL PETILE HUNE, TÚLIO NOGUEIRA BITTENCOURT

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS E GEOTÉCNICA, UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

I. INTRODUÇÃO

A degradação das obras de infraestrutura tem-se mostrado presente em diversas nações do mundo. Este problema tem sido agravado pela insuficiência de recursos para a renovação da infraestrutura existente. A engenharia de estruturas tem focado na avaliação e reabilitação das estruturas existentes. Neste âmbito, o uso de técnicas de avaliação baseadas em métodos probabilísticos é uma área que tem recebido bastante atenção, principalmente devido ao fato de que esses métodos estão presentes em grande parte das atuais normas de projeto de estruturas (ELLINGWOOD, 1996). Abordagens probabilísticas também tem sido utilizadas na otimização do planejamento das inspeções e manutenções de pontes (FRANGOPOL; LIU, 2007).

Além disso, técnicas como monitoramento estrutural e métodos não

destrutivos são tecnologias que, cada vez mais, surgem para complementar métodos tradicionais de avaliação estrutural como a inspeção visual. As informações provenientes do monitoramento estrutural podem ajudar a reduzir incertezas e, assim, melhorar os modelos utilizados nas análises. O objetivo deste trabalho é apresentar a aplicação de uma metodologia para a integração dos dados de monitoramento na avaliação da segurança de estruturas de concreto.

2. METODOLOGIA

A metodologia apresentada é baseada na formulação apresentada por LIU et al. (2009) para a avaliação da segurança de pontes utilizando dados da resposta estrutural obtida durante a monitoração de pontes submetidas a cargas móveis. Neste trabalho uma equação de estado limite que considera a resposta da estrutura devido aos efeitos de car-

gas móveis é apresentada. Para a aplicação em estruturas de concreto, optou-se por considerar a curvatura medida na seção monitorada, devida às cargas móveis, como parâmetro principal da resposta da estrutura, conforme apresentado na equação:

$$g(s,t) = \phi_0(s,t) - \zeta(s,t) \times (1 + e) \times \phi(s,t) \quad [1]$$

Onde, $g(s,t)$ é a equação de estado limite em que o evento de falha é dado por $g(s,t) \leq 0$, $\phi(s,t)$ é a curvatura máxima medida no instante de tempo t no ponto de coordenadas espaciais s , e é o erro de leitura, que pode ser assumido como tendo distribuição normal com média 0,0 e desvio padrão σ_e , $\zeta(s,t)$ é a função de previsão, que pode ser utilizada para estimar valores de $\phi(s,t)$ no futuro e $\phi_0(s,t)$ é a curvatura limite, que pode ser estabelecida como a maior curvatura esperada devido às cargas móveis na ponte.

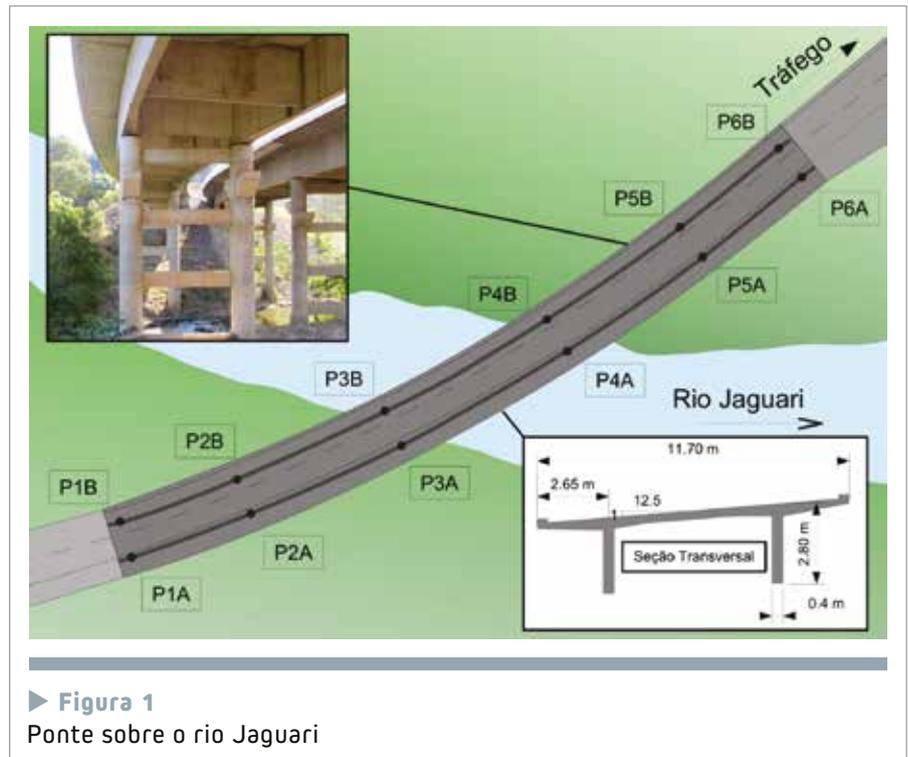
O valor da curvatura limite $\phi_0(s,t)$ pode ser considerado como a curvatura no estado limite último da seção, a curvatura máxima medida durante uma prova de carga para uma determinada seção ou, até mesmo, a curvatura máxima obtida através de simulação numérica utilizando os carregamentos acidentais de norma cabíveis. Para mais considerações sobre a definição da resposta limite considerada nesta equação o leitor pode referir-se a LIU et al. (2009).

Quando a avaliação da segurança estrutural utilizando a eq. 1 é feita no instante $t=0$ (presente momento da medição), os valores de $\phi(s,t)$ podem ser utilizados diretamente na análise, ou seja, $\zeta(s,t)=1,0$. Para estimar a segurança no futuro, os valores de deformação podem se ajustados utilizando a função de previsão, $\zeta(s,t)$. LIU et al. (2009) propõem uma função baseada na estatística de valores extremos. Esta proposta se baseia no fato de que, para um número de medições k grande o suficiente, a distribuição de valores extremos (máximo ou mínimos) tende a umas das três distribuições de probabilidade: (1) Gumbel; (2) Fisher-Tippett; (3) Weibull, independentemente da distribuição de probabilidades da variável original.

A função de previsão proposta no trabalho de Liu et al. é baseada na distribuição de Gumbel, que apresenta a seguinte expressão para a função de probabilidade cumulativa:

$$F(\phi_m) = \exp\left(-\exp\left(-\frac{\phi_m - \lambda}{\eta}\right)\right) \quad -\infty < \varepsilon_m < +\infty \quad [2]$$

Onde, $F(\phi_m)$ é a função cumulativa de distribuição que é a probabi-



► **Figura 1**
Ponte sobre o rio Jaguari

lidade de ocorrência de um valor ϕ menor ou igual a ϕ_m ($F(\phi_m) = P[\phi \leq \phi_m]$, ϕ_m é o valor extremo da variável aleatória ϕ e λ e η são os parâmetros da distribuição, que podem ser obtidos através dos dados de medição utilizando métodos estatísticos (ANG; TANG, 2007).

Desta forma, o valor máximo dos dados medidos nos próximos T anos, $\phi_{\max}(T)$, pode ser estimado invertendo-se a eq. 2 no seguinte formato:

$$\phi_{\max}(T) = \lambda - \eta \cdot \ln\left(-\ln\left(F(\phi_{\max}(T))\right)\right) \quad [3]$$

Sendo $\phi_{\max}(T)$ o maior valor em N_T ocorrências futuras, $F(\phi_{\max}(T))$ é dado por:

$$F(\phi_{\max}(T)) = 1 - \frac{1}{N_T} \quad [4]$$

Onde, N_T é o número total esperado de passagens de veículos pesados sobre a ponte nos próximos T anos.

Desta forma inserindo a eq. 4 na eq. 3, é obtida a expressão:

$$\phi_{\max}(T) = \lambda - \eta \cdot \ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{N_T}\right)\right) \quad [5]$$

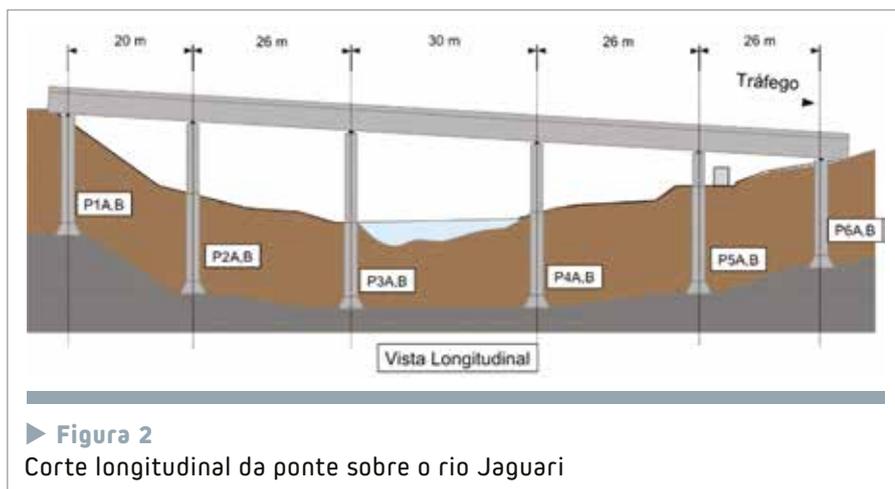
Assim, conforme apresentado por LIU et al. (2009), a função de previsão pode ser escrita de acordo com a eq. 6.

$$\zeta(s,t=T) = \frac{\phi_{\max}(T)}{\max(\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_k)} \geq 1,0 \quad [6]$$

3. APLICAÇÃO EM UMA PONTE DE CONCRETO ARMADO

3.1 Descrição da obra de arte

A ponte sobre o rio Jaguari (Figura 1), localizada no km 946+300 da BR-381, no município de Extrema (MG) sob concessão da Auto-pista Fernão Dias, foi selecionada para ter seu comportamento estrutural estudado por meio do monitoramento das deformações, deslocamentos e acelerações. A



► **Figura 2**
Corte longitudinal da ponte sobre o rio Jaguari

ponte é curva e em elevação, com superestrutura em viga contínua em concreto armado ($f_{ck} = 20$ MPa), sustentada por seis pares de pilares ($f_{ck} = 18$ MPa), sendo os vãos de comprimento variável em 20 m, 26 m e 30 m. Nas regiões próximas aos apoios, as vigas tem sua largura alargada, chegando a 100 cm sobre os apoios. Os aparelhos de apoio são em elastômero fretado. O tabuleiro é em laje contínua solidarizada às vigas. Cada extremidade da estrutura apresenta encontro com laje

de transição. O eixo longitudinal da ponte possui declividade de 5,9% no sentido Belo Horizonte – São Paulo. A Figura 2 mostra uma vista longitudinal da ponte enquanto que a seção transversal típica do meio de vão pode ser vista na Figura 1.

3.2 Análise dos dados de monitoramento

Em outubro de 2011 esta ponte foi instrumentada de maneira a realizar uma avaliação estrutural mais

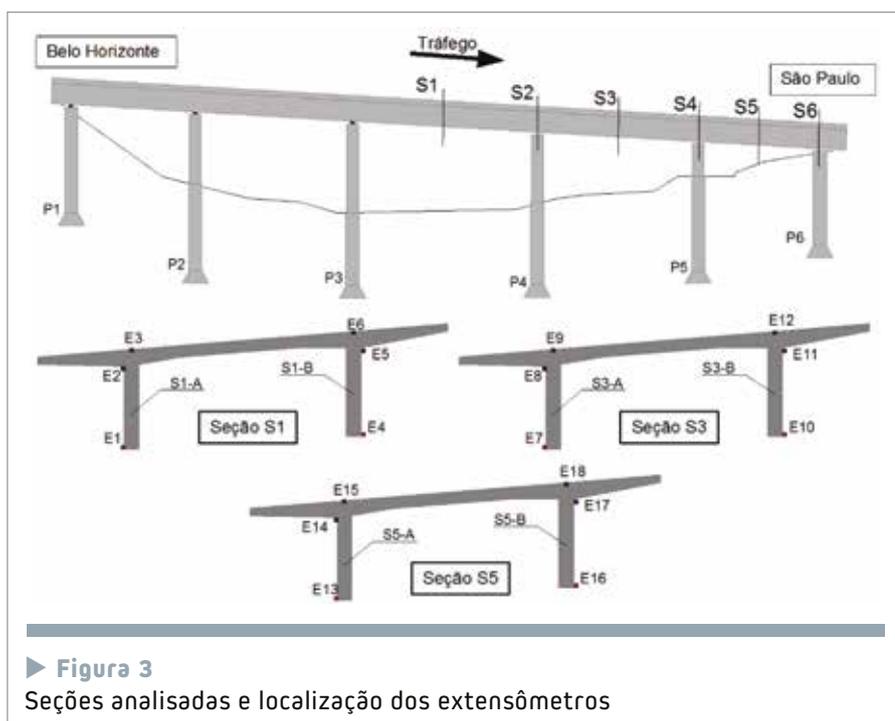
completa. Nesta instrumentação foram realizados ensaios com tráfego controlado (através de um veículo de teste) e tráfego livre. Foram empregados sensores de deformações, deslocamentos e acelerações, no entanto, neste estudo foram considerados apenas os resultados de deformação. Algumas seções transversais da ponte foram instrumentadas com extensômetros elétricos para a medição de deformações em alguns pontos. Estes extensômetros foram instalados em três pontos ao longo da altura das duas vigas longarinas da ponte. A Figura 3 ilustra o posicionamento dos sensores nas seções.

Considerando d como a distância entre os sensores de deformação instalados nas extremidades superior e inferior da seção, os valores de curvatura podem ser calculados em função das deformações nestes pontos (ϵ_{sup} , ϵ_{inf}) de acordo com a eq. 7.

$$\phi = \frac{\epsilon_{inf} - \epsilon_{sup}}{d} \quad [7]$$

O extensômetro localizado na região intermediária da viga é redundante e também foi utilizado para validar a hipótese de que a seção permanece plana durante o carregamento da estrutura. A Figura 4 mostra os sinais de deformação para a viga S1-A durante a passagem de um veículo e o perfil de deformações no instante de deformação máxima da armadura. O perfil deixa claro que a hipótese de permanência da seção plana durante o carregamento é de fato válida.

Desta forma, utilizando a eq. 7 e os dados coletados durante 30 horas de tráfego livre sobre a ponte, foi possível detectar os picos de



► **Figura 3**
Seções analisadas e localização dos extensômetros

curvatura devidos às passagens de veículos sobre a ponte. Utilizando a ferramenta *MATLAB*® e o método de *Maximum Likelihood* (ANG; TANG, 2007) foi possível ajustar os parâmetros das distribuições de Weibull, Fisher-Tippett (GEV), Gumbel e Lognormal para os dados obtidos. A Figura 5 mostra o resultado desses ajustes para cada uma destas distribuições para a seção S1-A e S1-B.

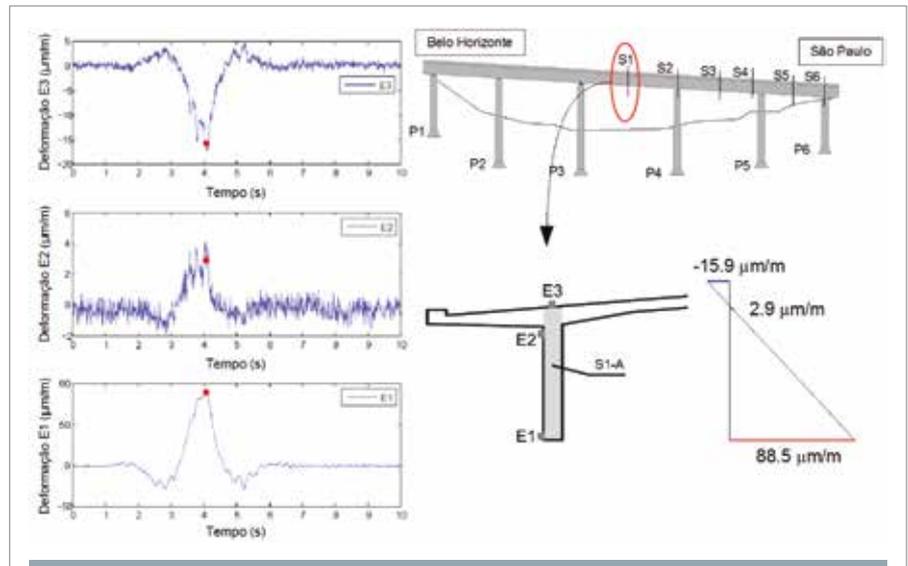
Analisando os resultados dos ajustes da distribuições concluiu-se que, para as seções da viga A, a distribuição de Fisher-Tippett (GEV) é a mais adequada e, para as seções da viga B, a distribuição de Weibull se aproximou mais dos dados medidos. A Tabela 1 mostra os valores dos parâmetros encontrados para cada uma das seções analisadas. Para melhor entendimento dos parâmetros de cada distribuição, as equações 8 e 9 mostram a função de densidade de probabilidade (PDF) para as distribuições de Fisher-Tippett e Weibull, respectivamente. Na Figura 6 estão plotadas as funções de densidade de probabilidade (PDF) que apresentaram melhor ajuste aos dados de campo coletados.

$$f_{GEV}(x) = \frac{1}{\sigma} \exp\left(-\left(1+k \frac{x-\mu}{\sigma}\right)^{-k}\right) \left(1+k \frac{x-\mu}{\sigma}\right)^{-1-k} \quad [8]$$

$$f_{Weibull}(x) = \frac{k}{\lambda} \left(\frac{x}{\lambda}\right)^{k-1} \cdot \exp\left(-\left(\frac{x}{\lambda}\right)^k\right) \quad [9]$$

3.3 Avaliação da segurança utilizando os dados de monitoramento

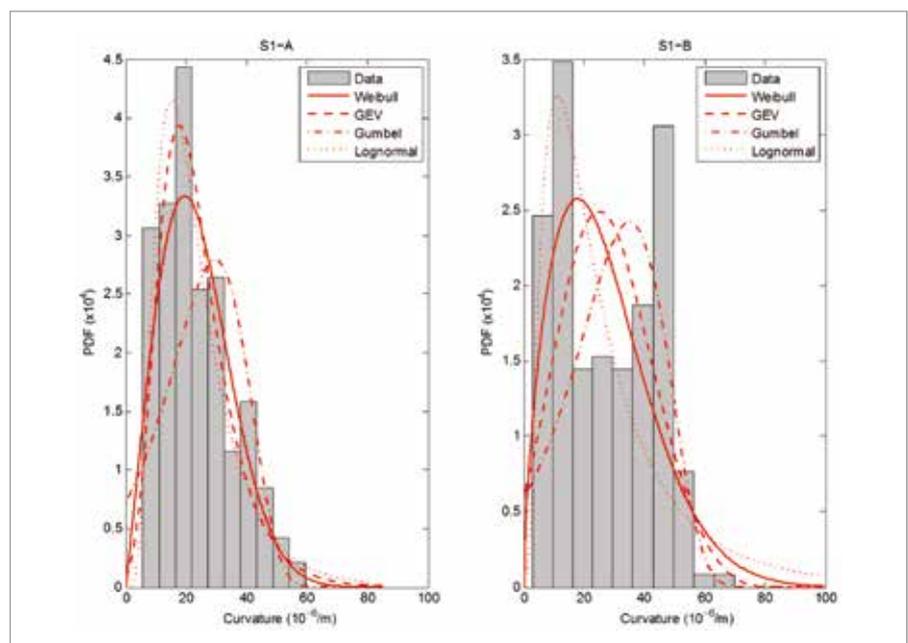
Utilizando os parâmetros das distribuições obtidos através dos dados de monitoramento é possível calcular



► **Figura 4**
Deformações durante a passagem de um veículo sobre a ponte e perfil das deformações no ponto de deformação máxima para a seção S1-A

a probabilidade de falha associada à equação de estado limite estabelecida pela eq. (1). Para isso, é necessário determinar o valor de curvatura limite a ser utilizado. Neste trabalho este valor foi obtido através da aplicação das cargas de norma em um

modelo analítico. A metodologia para estimar esta curvatura a partir da relação momento x curvatura e do modelo analítico da ponte está ilustrado na Figura 7. Neste método é necessário considerar o efeito das cargas permanentes na seção e avaliar qual



► **Figura 5**
Funções de densidade de probabilidade ajustadas para os dados de curvatura da seção S1

► Tabela 1 – Parâmetros das distribuições ajustados para os dados de medição

Seção	Fisher-Tippett (GEV)			Weibull	
	k	σ ($\times 10^{-6}$)	μ ($\times 10^{-6}$)	λ ($\times 10^{-6}$)	k
S1-A	0,015978	9,34753	17,8406	–	–
S1-B	–	–	–	3,02687	1,69307
S3-A	0,307376	4,47532	8,30104	–	–
S3-B	–	–	–	1,07235	2,09033
S5-A	0,153226	3,80527	6,54558	–	–
S5-B	–	–	–	1,08796	1,80363

é a variação máxima da curvatura devido às cargas acidentais de norma sobre a mesma.

Com esses valores de curvatura limite é possível calcular a probabilidade de falha associada a eq. (1).

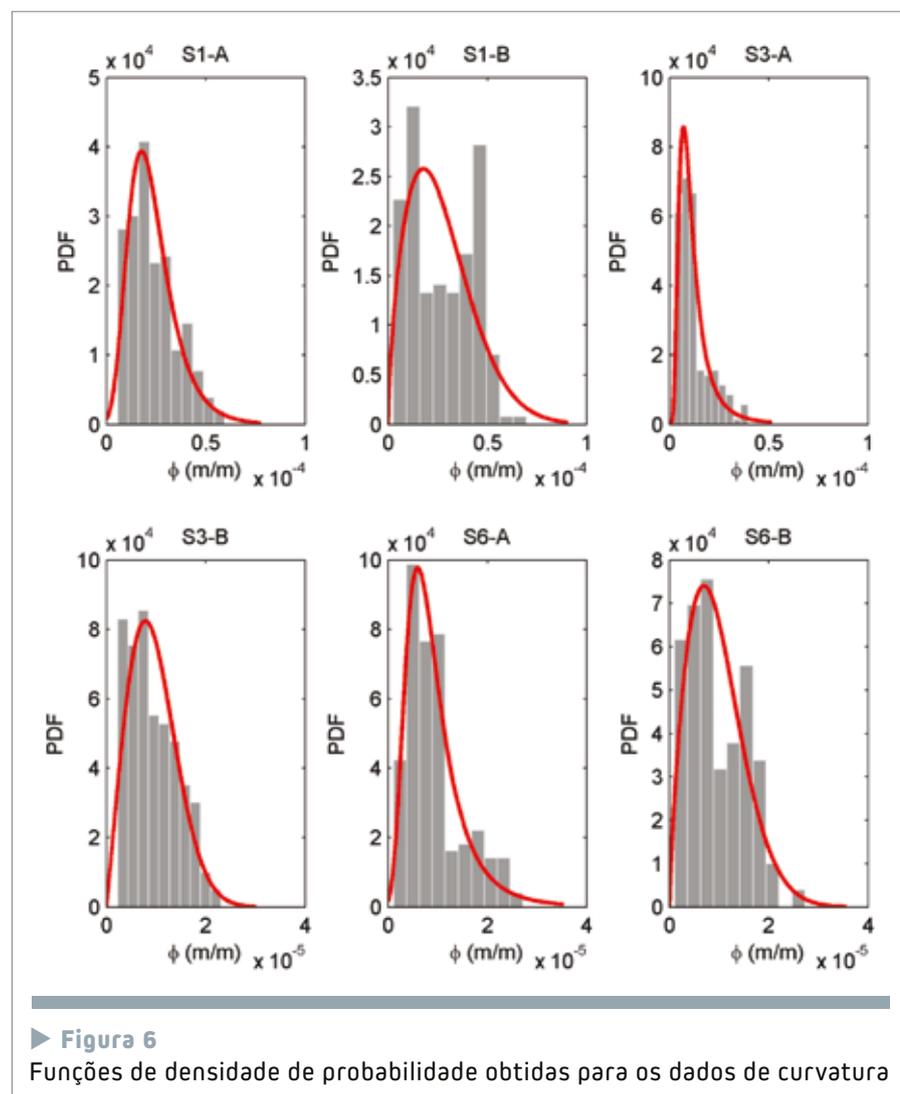
Foi empregado para este fim o método FORM (MELCHERS, 1999) e os resultados obtidos encontram-se na Tabela 2. Nos campos da tabela que se encontram em branco, as probabilidades de falha foram menores do

que a precisão obtida com a plataforma de cálculo utilizada.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foi apresentada uma metodologia para a avaliação da segurança estrutural de uma ponte em concreto armado utilizando dados de monitoramento estrutural. Dados coletados durante uma empreitada de monitoramento foram empregados e a partir deles foram obtidas algumas distribuições probabilísticas. Através do uso de diagramas de momento x curvatura para as seções de concreto armado e de um modelo analítico linear para a estrutura da ponte, foram obtidos valores de curvatura limite. Utilizando esses valores limites, foram calculadas probabilidades de falha associadas a eles. A formulação apresentada é de fácil implementação e, quando modelada adequadamente, permite acompanhar o desempenho estrutural da ponte quanto ao seu comportamento à flexão.

A interpretação dos valores de probabilidade apresentados na Tabela 2 deve ser feito de acordo com a definição do valor de curvatura limite. Por exemplo, caso a curvatura limite seja estabelecida com base na capacidade última da



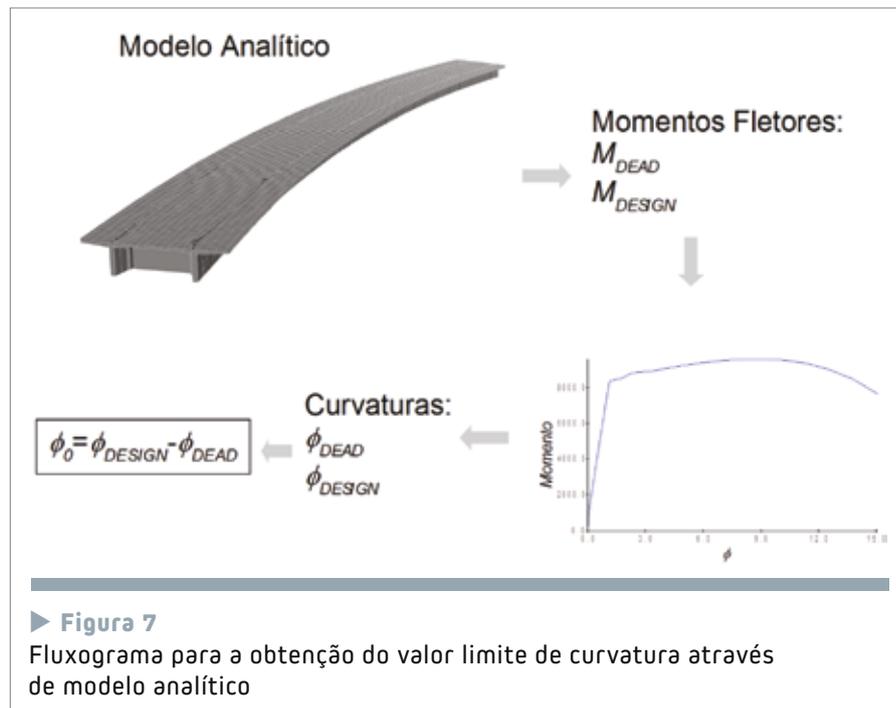
► Figura 6 Funções de densidade de probabilidade obtidas para os dados de curvatura

► Tabela 2 – Parâmetros das distribuições ajustados para os dados de medição

Seção	ϕ_0 ($\times 10^{-5}$)	$P [g \leq 0]$
S1-A	13,204	$1,57 \times 10^{-5}$
S1-B	13,421	$5,37 \times 10^{-6}$
S3-A	8,2000	$2,86 \times 10^{-3}$
S3-B	8,4000	–
S5-A	9,5321	$5,01 \times 10^{-5}$
S5-B	9,6571	–

seção e as incertezas associadas às propriedades dos materiais e aos carregamentos sejam considerados adequadamente, esses valores de probabilidade poderão ser comparados a valores sugeridos nas normas cabíveis. Para a definição da curvatura limite adotada neste trabalho, os valores de probabilidades não podem ser comparados com os sugeridos nas normas de projeto pois existe a incerteza a respeito das cargas permanentes e das propriedades mecânicas da estrutura. De maneira geral, caso os valores obtidos durante o monitoramento apresentem probabilidade de exceder os valores limites estabelecidos para a carga móvel, que sejam próximos dos valores de norma, atenção deve ser dada.

Nos resultados obtidos neste trabalho, as probabilidades de falha mostram alguma variabilidade. O valor obtido para a seção S3-A é maior do que $2,3263 \times 10^{-4}$, que é a probabilidade de falha associada a um índice de confiabilidade 3,5, o qual é sugerido, por exemplo, pela norma AASHTO. No entanto, analisando os dados foi verificado que este valor está ligado ao fato de que a curvatura limite obtida através do modelo analítico é pequena quando comparada ao comportamento real da estrutura. As deformações medidas nesta seção indicam que a distribui-



ção de momentos obtida pelo modelo analítico não está compatível com os resultados obtidos em campo. Isto mostra que os valores de probabilidade obtidos nessas análises devem ser interpretados com cautela. Estudos para a calibração deste modelo, levando em consideração os dados de campo, estão em desenvolvimento e poderão gerar melhores resultados para esta análise. Além disso, trabalhos mais elaborados a respeito da interpretação dos resultados obtidos com esta abordagem também estão em andamento.

A formulação para a previsão do desempenho da estrutura no futuro

também foi apresentada, no entanto, a quantidade de dados coletados não permite, ainda, o uso apropriado dessa formulação. Trabalhos estão sendo desenvolvidos pelos autores para a utilização de dados provenientes de um sistema de monitoramento de longa duração que está instalado nesta mesma estrutura. O estudo de mecanismos de degradação do concreto, como corrosão das armaduras, e as influências desses no desempenho futuro da estrutura são assuntos que devem ser abordados, pois podem alterar significativamente os resultados das análises utilizando a metodologia apresentada. ↩

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] ANG, A. H.-S.; TANG, W. H. Probability Concepts in Engineering. 2nd Ed. John Wiley & Sons, Inc., 2007.
- [02] ELLINGWOOD, B. R. Reliability-based condition assessment and LRFD for existing structures. *Structural Safety*, v. 18, n. 2-3, p. 67–80, 1996. Disponível em: <<http://linkinghub.elsevier.com/retrieve/pii/0167473096000069>>.
- [03] FRANGOPOL, D. M.; LIU, M. Maintenance and management of civil infrastructure based on condition, safety, optimization, and life-cycle cost. *Structure and Infrastructure Engineering*, v. 3, n. 1, p. 29–41, 2007. Disponível em: <<http://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/15732470500253164>>. Acesso em: 10/6/2014.
- [04] LIU, M.; FRANGOPOL, D. M.; KIM, S. Bridge Safety Evaluation Based on Monitored Live Load Effects. *Journal of Bridge Engineering*, v. 14, n. 4, p. 257–269, 2009.
- [05] MELCHERS, R. E. *Structural Reliability Analysis and Prediction*. 2nd ed. Wiley, 1999.

ABNT – 75 anos de Normalização Técnica no Brasil

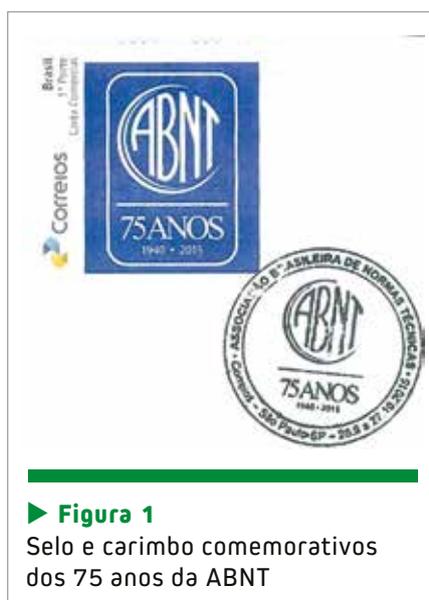
ENG^a INÊS BATTAGIN – SUPERINTENDENTE DO ABNT/CB-18, MEMBRO DOS CONSELHOS TÉCNICO E DELIBERATIVO DA ABNT E DIRETORA TÉCNICA DO IBRACON

I. INTRODUÇÃO

A Associação Brasileira de Normas Técnicas completou 75 anos no último dia 28 de setembro, com uma trajetória marcada por desafios e conquistas que se revertem em benefícios para a sociedade brasileira em, praticamente, todas as áreas de atividades. Com 224 Comitês Técnicos (sendo 63 Comitês Brasileiros, quatro Organismos de Normalização Setorial e 157 Comissões de Estudo Especiais) e um acervo de mais de oito mil Normas Técnicas, a ABNT é um patrimônio nacional, por sua contribuição para o desenvolvimento tecnológico, proporcionando qualidade e competitividade, promovendo a cidadania e a defesa do consumidor e do meio ambiente.

Entidade privada, sem fins lucrativos, a ABNT foi reconhecida pelo governo brasileiro como de utilidade pública em 1962 e, trinta anos mais tarde, por Resolução do CONMETRO – Conselho Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial, de 24.08.1992, foi elevada à condição de Foro Nacional Único de Normalização.

A ABNT representa o Brasil nos foros internacionais de normalização técnica, tendo sido membro fundador da ISO (*International Organization for Standardization*), da COPANT (Comissão Panamericana de Normas Técnicas) e da AMN (Associação Mercosul de Normalização), além de tomar parte nos trabalhos da IEC



► **Figura 1**
Selo e carimbo comemorativos dos 75 anos da ABNT

(*International Electrotechnical Commission*) desde sua fundação. Por meio de seus Comitês Brasileiros, atua ativamente em mais de 400 Comitês Técnicos da ISO e em praticamente todos da IEC.

Para marcar a comemoração de seus 75 anos de ininterrupta atividade, foi realizada uma cerimônia simples na sede da entidade, com o lançamento do Selo e do Carimbo da Empresa Brasileira de Correios e Telégrafos (Figura 1), contendo informações sobre o aniversário da ABNT.

2. UM POUCO DE HISTÓRIA

Em 1937 começou a ser traçada a história da ABNT, quando, por iniciativa do engenheiro Paulo Sá, considerado o Patrono da entidade, foi realizada a 1ª Reunião de Laboratórios de En-

saio de Materiais, com a finalidade de aprimorar pesquisas e criar novas tecnologias. Nesse encontro, que ocorreu no Instituto Nacional de Tecnologia (INT), no Rio de Janeiro, ganhou força a proposta de criação de uma entidade nacional de normalização.

Nesse contexto, a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) teve papel importante, pois defendia a necessidade de elaboração de normas técnicas brasileiras para a tecnologia do cimento e do concreto. Na época, os vários laboratórios de ensaio do país não contavam com documentos padronizados, o que gerava condições para que a análise de corpos de ensaio similares apontasse resultados diferentes. O posicionamento da ABCP foi logo endossado pelos dois laboratórios mais importantes do Brasil na época, o INT, do Rio de Janeiro, e o IPT, Instituto de Pesquisas Tecnológicas, de São Paulo. A partir dessa iniciativa, já em 1937, por decreto do então Presidente Getúlio Vargas, foram publicados dois documentos técnicos contendo especificações e métodos de ensaios de cimento Portland (EB1 e MB1, respectivamente).

Nos anos 1938 a 1940, com o avanço do desenvolvimento industrial brasileiro, ficou evidente a necessidade de se dispor de normas técnicas para a padronização de processos e metodologias de ensaios. O idealismo e empenho de representantes do meio técnico nacional, entre os quais figuram os engenheiros

Ary Frederico Torres e Francisco de Assis Basílio, que viriam a presidir a entidade, geraram as bases para a criação de um organismo brasileiro de normalização.

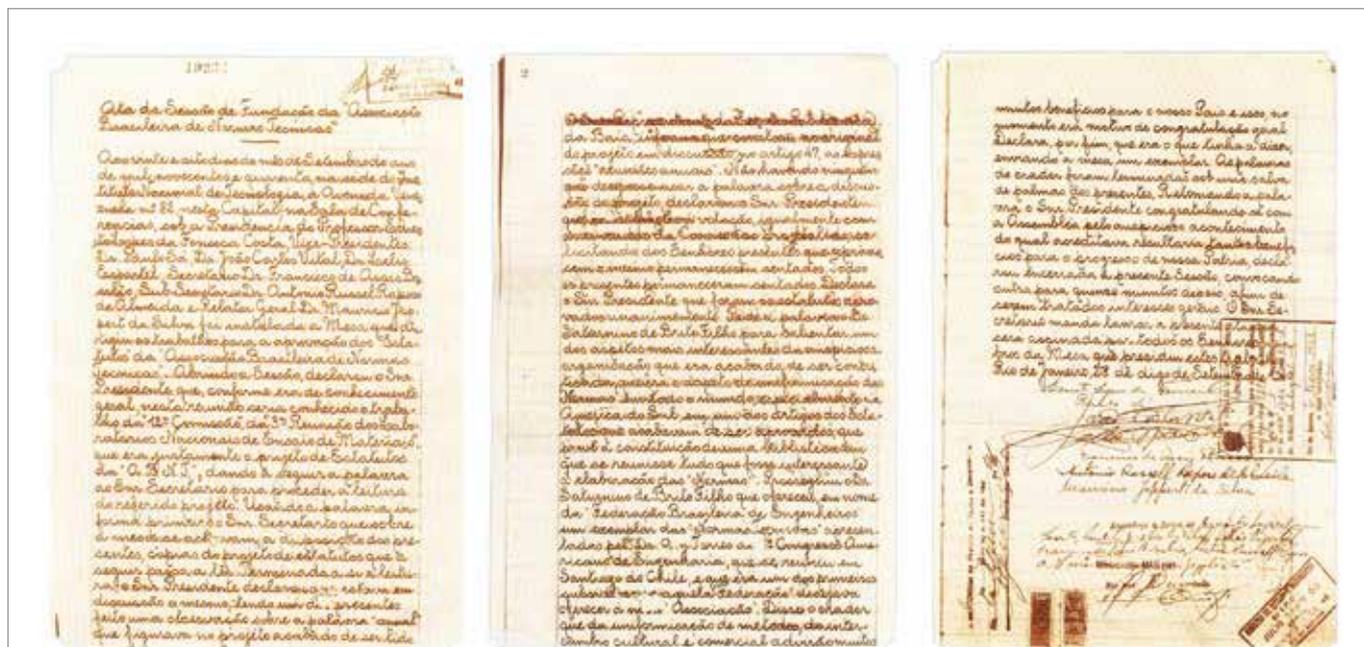
Em 28 de setembro de 1940, na sessão solene inaugural da 3ª Reunião de Laboratórios Nacionais de Ensaio de Materiais, contando com a presença de mais de 40 representantes da sociedade brasileira, foi fundada a ABNT, com

a aprovação do seu primeiro Estatuto e a homologação de suas primeiras Normas Técnicas:

- ▶ EB1 – Especificação de cimento Portland comum;
 - ▶ MB1 – Método de ensaio de cimento Portland;
 - ▶ NB1 – Cálculo e execução de obras de concreto armado.
- Seguindo as tendências já delineadas

em outras partes do mundo, o Brasil teve também na tecnologia do concreto a raiz da evolução da construção em todas as suas modalidades.

A publicação da NB-1, em 1940, considerada “norma-mãe” das estruturas de concreto, gerou uma série de outros documentos, a partir dos requisitos e conceitos nela estabelecidos. Sua evolução direta é a ABNT NBR 6118 *Projeto*



Ata da Reunião de Fundação da ABNT



Primeiras Normas Técnicas Brasileiras, homologadas pela ABNT em 1940

▶ Figura 2

de estruturas de concreto – Procedimento, que a cada revisão vem contemplando os avanços tecnológicos verificados no Brasil e no mundo.

Atualmente sete Comitês Brasileiros e 26 Comissões de Estudo Especiais da ABNT fazem parte do Macrossetor da construção civil, cujo acervo normativo ultrapassa mil documentos técnicos, dos quais cerca de 300 são de concreto, seus materiais constituintes, produtos e aplicações diversas, elaborados no âmbito dos ABNT/CB-18 (Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados) e ABNT/CB-02 (Comitê Brasileiro da Construção Civil).

3. RECONHECIMENTO NACIONAL E INTERNACIONAL DA ABNT

Tendo sido declarada de utilidade pública em 1962 pelo governo Brasileiro, já em 1977 a ABNT lançou sua Marca de Conformidade às Normas Técnicas, numa época em que na Europa apenas se delineava o movimento de apoio e incentivo à certificação de produtos e serviços; hoje amplamente praticada.

Vale salientar que o cimento Portland brasileiro foi o primeiro produto a receber

a Marca de Conformidade ABNT e hoje conta com o Selo de Qualidade ABCP. Nesse âmbito de atuação, a ABNT é hoje um Organismo de Avaliação da Conformidade acreditado pelo Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia (INMETRO), para certificação de produtos, sistemas, pessoas e programas ambientais, como o Rótulo Ecológico e a verificação de inventários de gases de efeito estufa.

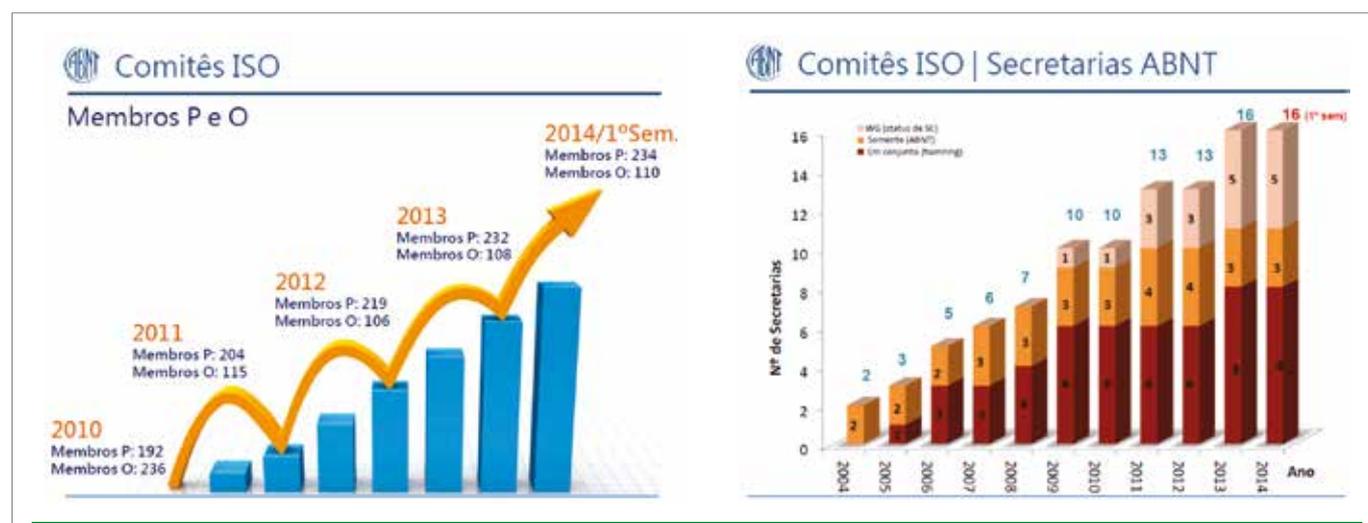
Como Foro Nacional Único de Normalização, a ABNT é signatária do Código de Boas Práticas em Normalização da Organização Mundial do Comércio; condição essencial para que o país participe do comércio internacional, que tem como base as Normas ISO e IEC. Dessa forma, a ABNT tem avançado em sua representação nos trabalhos internacionais de normalização, participando dos Comitês Técnicos dessas entidades e atuando de forma a influenciar no conteúdo de normas internacionais com contribuições técnicas, fruto da experiência e do conhecimento dos representantes do país, procurando garantir condições de competitividade aos produtos e serviços brasileiros. A Figura 3 ilustra o crescimen-

to da atuação da ABNT nos Comitês da ISO ao longo dos últimos anos.

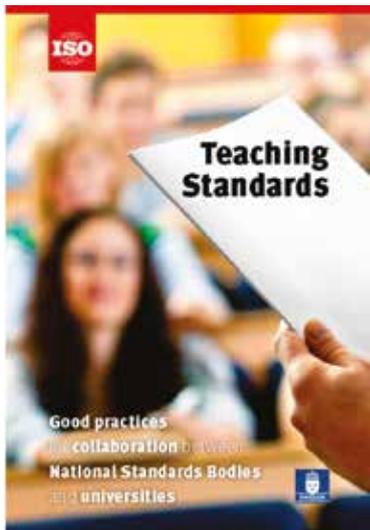
Com a globalização da economia, que impôs exigências e desdobramentos na gestão das empresas, refletindo-se nos aspectos social e ambiental, a ABNT integrou-se prontamente ao novo cenário, conquistou postos estratégicos nos foros internacionais de Normalização e dinamizou seu papel no Brasil, ampliando a disseminação da importância das normas técnicas para o desenvolvimento do país.

Uma das demonstrações do prestígio da ABNT ocorreu em 2014, quando a ISO escolheu o Brasil, pela primeira vez, para sediar a sua 37ª Assembleia Geral. No ano anterior, ambas as organizações já haviam trabalhado juntas na Conferência das Nações Unidas sobre Desenvolvimento Sustentável, a Rio+20, no Rio de Janeiro (RJ), para demonstrar a importância das normas técnicas como solução para os desafios globais. Gestão ambiental, gestão da energia e diretrizes sobre responsabilidade social foram temas tratados na ocasião, comprovando a sintonia da Normalização.

A realização da 37ª Assembleia Geral da ISO no Brasil possibilitou



► **Figura 3**
Crescimento da participação brasileira na normalização internacional ISO



► **Figura 4**
Brochura produzida pela ISO como incentivo à prática do ensino da normalização técnica na formação profissional

conhecer a realidade de países com as mais diferentes culturas, mas com desejos e necessidades que podem ser traduzidos na busca pelo crescimento sustentável, onde a geração de valor deve ser incentivada e preservada. A profícua troca de ideias e experiências durante os cinco dias de realização do evento tornou possível o estabelecimento de diretrizes para o fortalecimento da atividade de normalização técnica, como valioso instrumento de popularização do conhecimento e de difusão das boas práticas, desmitificando antigos padrões, aproximando culturas e facilitando a comercialização de bens e serviços.

Foi incentivada a inclusão da normalização na formação profissional, de forma a gerar um círculo virtuoso, que premia o consenso sobre as melhores escolhas de cada sociedade com forte embasamento técnico.

A diversidade dos temas tratados pelos diversos Comitês Brasileiros atesta as demandas da sociedade por normas que atendam às mais variadas áreas de ati-

vidades e interesses, como Construção Civil, Eletricidade, Gases Combustíveis, Bebidas, Energia Nuclear, Tecnologia Gráfica, Acessibilidade, Qualidade, Turismo, Café, Biodiesel, Siderurgia, Sistemas de Saneamento, Informática em Saúde, Metrologia, Gestão Ambiental, Nanotecnologia, Responsabilidade Social, e muito mais, que pode ser conferido no site da entidade (www.abnt.org.br).

Cumprindo seus objetivos estatutários, a ABNT oferece, por meio das normas técnicas que publica, diretrizes e suporte tecnológico para as ações exercidas pelo Estado, seja na esfera federal, na estadual, ou na municipal. O Decreto nº 5.296, de 2004, pelo qual o Governo Federal estabeleceu oportunidades e condições para o desenvolvimento de uma política nacional de acessibilidade, por exemplo, enfatiza a importância do atendimento às Normas Brasileiras, que tratam de espaços públicos e diferentes modalidades de transporte.

Se, de um lado, a ABNT auxilia os

brasileiros em suas conquistas, como produtores ou como consumidores de produtos e serviços, de outro busca uma base sólida para o fortalecimento de suas atividades, alcançando objetivos importantes para uma organização que precisa estar à altura do posto que ocupa no cenário da Normalização. É o caso da participação na normalização internacional, da abrangência das atividades de normalização nacional e, também, da recente conquista da entidade que ocupa novas instalações em São Paulo, em sede própria, desde 2014.

4. NORMAS BRASILEIRAS DE CONCRETO

A Normalização Brasileira de concreto, seus materiais constituintes, produtos e aplicações é desenvolvida pelas Comissões de Estudo do ABNT/CB-18 Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados, que divide com o ABNT/CB-02 o trabalho de normalização no campo das estruturas de concreto, uma vez que as



► **Figura 5**
Reunião de abertura da 37ª Assembleia Geral da ISO, Rio de Janeiro, setembro/2014. Na mesa, o Presidente da ISO em exercício, o Presidente e alguns Diretores da ABNT e autoridades convidadas

normas de projeto estrutural e execução de estruturas, de qualquer material, são da responsabilidade do Comitê Brasileiro da Construção Civil. Adicionalmente tem-se as Comissões de Estudo Especiais de Inspeção de Estruturas de Concreto (ABNT/CEE 169) e do Uso de Materiais Não Convencionais para Reforço de Estruturas de Concreto (ABNT/CEE193), que complementam o conjunto de Comitês Técnicos na área.

A representação brasileira na ISO nos Comitês Técnicos de cimento e concreto a seguir relacionados é realizada pelo ABNT/CB-18 (membro P, participante), contando com a colaboração do ABNT/CB-02 da ABNT/CEE 193 em alguns subcomitês do ISO/TC71:

- ▶ ISO/TC71 – *Concrete, reinforced concrete and prestressed concrete*
- ▶ ISO/TC74 – *Cement and lime*
- ▶ ISO/TC77 – *Products in fibre reinforced cement*

Ainda no âmbito internacional, o ABNT/CB-18 participa como membro O (observador) dos trabalhos do ISO/TC24 (*Particle characterization including sieving*) e auxilia o ABNT/CB189 na representação brasileira junto ao Subcomitê 3 do ISO/TC189, no que diz respeito à caracterização e ensaios de argamassas colantes para o assentamento de peças cerâmicas. No âmbito regional, o ABNT/CB-18 responde pela secretaria técnica do CSM 05 – Comitê Setorial MERCOSUL de Cimento e Concreto e representa o Brasil nos trabalhos de normalização desenvolvidos.

O resultado de todo esse esforço tem gerado não apenas maiores possibilidades de alinhamento do Brasil com as diretrizes internacionais e regionais, mas, principalmente, possibilitado influir nas tomadas de decisão e buscar a aceitação dos padrões brasileiros nas normas regionais e internacionais.

5. NORMA BRASILEIRA DE PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO É RECONHECIDA NA ISO

Comemorando seus 75 anos de fundação, a ABNT foi premiada com o reconhecimento de sua Norma Brasileira de Projeto de Estruturas de Concreto, ABNT NBR 6118, registrada pela segunda vez consecutiva pela ISO (*International Organization for Standardization*) como documento de validade internacional conforme os critérios da ISO 19338 (*Performance and assessment requirements for design standards on structural concrete*), que avalia normas nacionais de países membros da entidade.

Ressalta-se o fato de a precursora da ABNT NBR 6118 ter sido a NB-1 (Cálculo e execução de obras de concreto armado), primeira Norma publicada pela ABNT, já na data de sua fundação, em 1940.

Tendo passado por processos de revisão de forma a manter-se atualizada, em 1980 a NB-1 foi registrada pelo INMETRO como NBR 6118 e, a partir de 2003, passou a tratar exclusivamente das etapas de projeto, contemplado todo o escopo do concreto estrutural.

O envolvimento do IBRACON e mais recentemente da ABECE nesse trabalho, por meio do Comitê Técnico de Projeto Estrutural (CT 301), tem possibilitado o desenvolvimento de um estudo contínuo de aprimoramento dessa Norma Brasileira, com a edição de cadernos de comentários técnicos sobre seu conteúdo que facilitam os processos de revisão pela ABNT.

Por sua vez, a participação brasileira nos foros internacionais de normalização de cimento e concreto foi amplamente incentivada e ampliada a partir de 2007, quando num esforço conjunto entre

IBRACON e ABNT foi possível trazer para o Brasil a reunião anual do ISO/TC71 (*International Committee of Concrete, Reinforced Concrete and Pre-stressed Concrete*), realizada em Salvador (BA), no período de 29.05 a 01.06.2007 e o ABNT/CB-18 assumiu os trabalhos de coordenação da representação brasileira como membro P (participante) nesse Comitê Técnico Internacional.

O envolvimento de mais de uma centena de profissionais e dezenas de empresas e entidades nos trabalhos de normalização técnica nacional, revisando e adequando a Norma Brasileira de Projeto de Estruturas de Concreto, possibilitou a primeira conquista internacional, com o registro da ABNT NBR 6118 pela ISO, cumprindo com as exigências do ISO/TC71/SC4 (*Performance requirements for structural concrete*). Assim, em 2008, a nossa NB-1, como ainda é conhecida carinhosamente a ABNT NBR 6118, passou a fazer parte do seleto grupo de Normas Técnicas que atendem às exigências internacionais e podem ser utilizadas em qualquer parte do mundo para o Projeto de Estruturas de Concreto. Essa conquista foi reafirmada agora, na reunião realizada em 28/10/2015, em Seoul, na Coreia, e vem confirmar a capacidade da engenharia nacional, igualada às melhores do mundo, e a tradição brasileira na construção em concreto.

6. A IMPORTÂNCIA DA SOCIEDADE NO PROCESSO DE NORMALIZAÇÃO

As Normas Técnicas registram e homogeneizam o conhecimento, padronizam produtos e serviços, estabelecem requisitos de qualidade e limitações de uso, prescrevem metodologias de ensaios para comprovação de requisitos, além de dirimirem discordâncias e

gerarem economia e boas práticas, indo ao encontro dos almejados objetivos de sustentabilidade. São grandes aliadas dos consumidores, possibilitando comparar diferentes soluções sob um único prisma, e também dos produtores, gerando um ambiente salutar para o crescimento organizado.

Cada vez mais se torna imprescindível o uso das Normas Técnicas como ferramentas de trabalho, em função da complexidade crescente em todas as áreas. Por essa razão, é imperioso que sejam periodicamente revistas, de forma a estarem atualizadas com as

novas tecnologias e procedimentos, fruto de pesquisas, estudos e avanços da sociedade.

O processo de normalização técnica brasileiro segue as Diretrizes Internacionais ISO/IEC, mas está estruturado de forma a permitir que democraticamente possam tomar parte dos trabalhos todos que tenham como contribuir com o tema objeto de normalização.

Há dois momentos importantes para a participação nos trabalhos:

- ▶ como membro de uma Comissão de Estudo;
- ▶ na Consulta Nacional, pelo site da

ABNT, durante o período de disponibilidade dos Projetos para o recebimento de sugestões.

As Comissões de Estudo da ABNT são compostas por profissionais técnicos, que representam empresas, entidades, órgãos governamentais e outros. Essas Comissões de estudo realizam reuniões presenciais periódicas, para tratar dos temas de seu escopo. Informações a respeito podem ser obtidas pelo e-mail suporte@abnt.org.br ou diretamente junto aos respectivos Comitês Brasileiros ou Organismos de Normalização Setorial. 

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. História da Normalização Brasileira. Disponível em <http://www.abnt.org.br/abnt/conheca-a-abnt>.
- [02] _____. ABNT NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- [03] INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, IBRACON. Comentários Técnicos e Exemplos de Aplicação da ABNT NBR 6118:2014, São Paulo, 2015.

PENETRON torna um bom concreto ainda melhor

Melhorando a performance do concreto

Uma característica que impacta na durabilidade do concreto é a permeabilidade à água. Adicionar **PENETRON ADMIX** ao concreto, aumenta a proteção das estruturas por meio da redução do ingresso de substâncias potencialmente agressivas como: dióxido de carbono, cloretos, sulfatos entre outras substâncias. **PENETRON** é a solução eficaz para aumentar a vida útil do concreto e a durabilidade das estruturas.




TOTAL CONCRETE PROTECTION

PENETRON BRASIL
penetron.com.br

TELEPHONE: + 55 12 3159-0090

+ 55 12 2131-4801 / + 55 12 2131-4802

EMAIL: info@penetron.com.br

Histórico das normas brasileiras para cargas móveis em projetos de pontes e viadutos

JÚLIO TIMERMAN – COORDENADOR DE COMISSÕES DE ESTUDOS DE DIVERSAS NORMAS BRASILEIRAS, DENTRE AS QUAIS ESTÁ INCLUSA A ABNT NBR 7188

I. INTRODUÇÃO

O presente artigo apresenta um histórico das normas técnicas nacionais relativas à consideração das cargas móveis (que irão originar as ações acidentais) em projetos de pontes e viadutos. A primeira norma nacional foi editada na década de 40 e tomou como referência as antigas normas alemãs DIN.

niência em se prever a passagem de veículos pesados;

- Classe III: Pontes situadas em estradas de ligação secundárias não incluídas na classe II.

do carregamento móvel a ser aplicado à estrutura em sua posição mais desfavorável para cada seção de cálculo e combinação de carregamento. Os trens-tipo compõem-se de compressores, caminhões e multidão, conforme apresentado na Figura 1.

A multidão representa o tráfego de veículos de pequeno porte que pode

2. PERÍODO DE 1946 A 1960 (NB6)

No período compreendido entre 1946 e 1960, as considerações sobre carga móvel em pontes rodoviárias eram realizadas de acordo com a norma NB6*. Tais considerações são definidas nos itens (1.1) e (1.2).

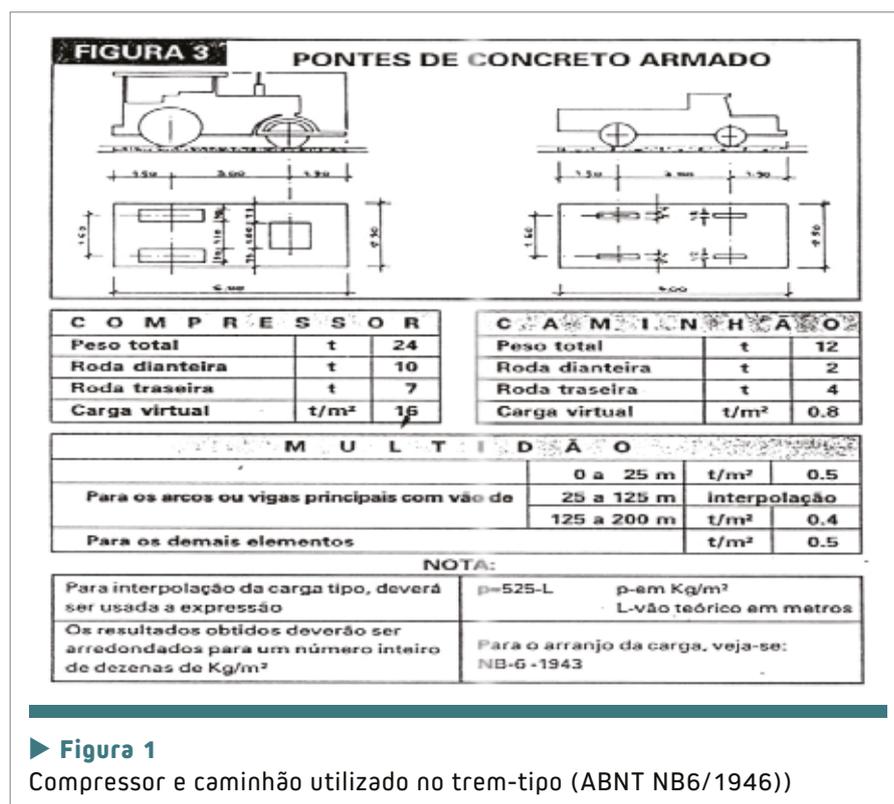
2.1 Classes

As pontes rodoviárias são agrupadas em três classes:

- Classe I: Pontes situadas em estradas-tronco federais e estaduais ou nas estradas principais de ligação entre esses troncos;
- Classe II: Pontes situadas em estradas de ligação secundárias, mas nas quais, atendendo a circunstâncias especiais do local, haja conve-

2.2 Trem-tipo

Denomina-se trem-tipo o conjunto



► **Figura 1**
Compressor e caminhão utilizado no trem-tipo (ABNT NB6/1946))

* Em 1946 FOI PUBLICADA A PRIMEIRA VERSÃO DA NB6, SENDO REVISADA EM 1950, DE FORMA A CONTEMPLAR OS CAMINHÕES DE 12T NO TREM-TIPO DA CLASSE I.

► Tabela 1 – Compressores, conforme NB6/1946

Compressores	Tipo A	Tipo B	Tipo C	Unidades
Peso total	7	16	24	tf
Peso da roda dianteira	5	7	10	tf
Peso da roda traseira	1	4,5	7	tf
Largura da roda dianteira	1	1	1	m
Largura da roda traseira	10	40	50	cm
Distância entre os eixos diant. e traseiro	3	3	3	m
Distância entre os meios da rodas traseiras	160	160	160	cm

acompanhar a passagem do caminhão e/ou do compressor. A multidão é constituída por carga uniformemente distribuída cuja intensidade é dada em kgf/m², em função do parâmetro g_0 (definido nos itens 2.2.1 a 2.2.3).

Os valores de multidão devem ser assim adotados, para o cálculo dos arcos ou vigas principais:

- Com menos de 25 m de vão teórico = g_0 ;
- Com vão L, em metros, entre 25 e 125 m = $g_0 - (L - 25)$;
- Com mais de 125 m de vão teórico = $g_0 - 100$;
- Para o cálculo dos demais elementos da construção = g_0 .

A multidão distribui-se sobre os passeios e sobre a parte do tabuleiro não ocupada pelos veículos. Para esse fim, a área ocupada por um veículo (compressor ou caminhão) é suposta retangular, com 2,5 m de largura e 6,0 m de comprimento, com o centro sobre o eixo longitudinal do veículo e a igual distância dos eixos dianteiro e traseiro.

No cálculo dos arcos ou vigas principais, com 30 m ou mais de vão, permite-se ainda substituir as cargas concentradas dos veículos (compressor ou caminhão) por carga uniformemente distribuída, sobre área retangular com 2,5 m de largura e 6,0 m de compri-

mento, cuja resultante é igual à soma das cargas concentradas.

2.2.1 T_{REM} – TIPO PARA A CLASSE III

O trem-tipo para pontes da Classe III é composto de multidão calculada com $g_0 = 400$ kgf/m² (4,0 kN/m²), de um compressor Tipo A (Tabela 1) e de tantos caminhões Tipo A (Tabela 2) quantas forem as faixas de tráfego, menos uma, todos orientados na direção do tráfego e colocados na posição mais desfavorável para o cálculo de cada elemento, apenas com a seguinte restrição: nunca se colocará mais de um veículo sobre cada faixa de tráfego, nem em posição que dê lugar a afastamento de menos de 2,5 m entre eixos longitudinais de dois veículos.

2.2.2 T_{REM} – TIPO PARA A CLASSE II

O trem-tipo para pontes da Classe II é o mesmo do item 2.2.1, devendo, porém, verificar-se ainda a resistência da estrutura para um compressor Tipo B (Tabela 1), posto isolado sobre a ponte, na posição mais desfavorável para o elemento estudado, mas sempre orientado na direção do tráfego.

2.2.3 T_{REM} – TIPO PARA A CLASSE I

O trem-tipo para pontes da Classe I compõe-se de multidão com $g_0 = 450$ kgf/m² (4,5 kN/m²), de um compressor Tipo B (Tabela 1) e de tantos caminhões tipo B (Tabela 2) quantas forem as faixas de tráfego, menos uma, e dispostos como no caso do item 2.2.1 A resistência da estrutura deve ainda ser verificada para um compressor Tipo C (Tabela 1), colocado como no caso do item 2.2.2.

3. PERÍODO DE 1960 A 1984 (NB6/60)

No período de 1960 a 1984, as considerações sobre carga móvel em pontes rodoviárias foram realizadas de acordo com a norma ABNT-NB6/60. Tais considerações são definidas nos itens 3.1 e 3.2.

► Tabela 2 – Caminhões, conforme NB6/1943

Caminhões	Tipo A	Tipo B	Tipo C*	Unidades
Peso total	6	9	12	tf
Peso de cada roda dianteira	750	1500	2000	kgf
Peso de cada roda traseira	2250	3000	4000	kgf
Largura de cada roda dianteira	8	12	12	cm
Largura de cada roda traseira	18	24	24	cm
Distância entre os eixos diant. e traseiro	3	3	3	m
Distância entre os meios da rodas diant. ou traseiras	160	160	160	cm

* Introduzido na revisão de 1950.

► Tabela 3 – Valores para obtenção do veículo-tipo segundo a NB6/60 (ABNT, 1960)

Classe da ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída			Classe da rodovia
	Tipo	Peso total (tf)	p (kg/m ²)	p' (kg/m ²)	Disposição da carga	
36	36	36	500	300	– Carga p à frente e atrás do veículo. – Carga p' no restante da pista e passeios.	Classe I
24	24	24	400	300		Classe II
12	12	12	300	300		Classe III

3.1 Classes

- Classe 36: Em rodovias de características da Classe I;
- Classe 24: Em rodovias de características da Classe II;
- Classe 12: Em rodovias de características da Classe III.

3.2 Trem-tipo

Os trens-tipo compõem-se de um veículo e de cargas uniformemente distribuídas constantes da Tabela 3 e

dispostos como mostrado nas Figuras 2 e 3.

Os veículos são de três tipos com características apresentadas nas Tabelas 3 e 4. A área ocupada pelo veículo é retangular, com 3,0 m de largura e 6,0 m de comprimento. Tem-se dois tipos de cargas uniformemente distribuídas, com intensidade p e p' , como mostra a Figura 3.

O trem-tipo, sempre orientado na direção do tráfego, deve ser colocado na posição mais desfavorável para o cálculo de cada elemento, não se

considerando a carga do eixo ou da roda que produza redução de esforços solicitantes. Para o cálculo de placas, longarinas e transversinas junto às bordas do estrado, é obrigatório encostar a roda do veículo-tipo no guarda-rodas.

A carga p deve ser aplicada na faixa longitudinal correspondente ao veículo na parte não ocupada por este e a carga p' na parte restante da pista de rolamento e nos passeios, como mostra a Figura 3. Nos casos em que os guarda-rodas tiverem altura superior a 25 cm, contados a partir da borda de pavimentação da pista, e ocuparem faixa de largura útil de, no máximo, 75 cm, não se deve dispor carga devido à multidão na faixa ocupada por ele. Nos outros casos, a multidão deve ser considerada na faixa ocupada pelo guarda-rodas. Quando se tratar de ponte com refúgios centrais elevados, em rodovias de mais de uma pista, é obrigatório o carregamento dessa área, com carga p' .

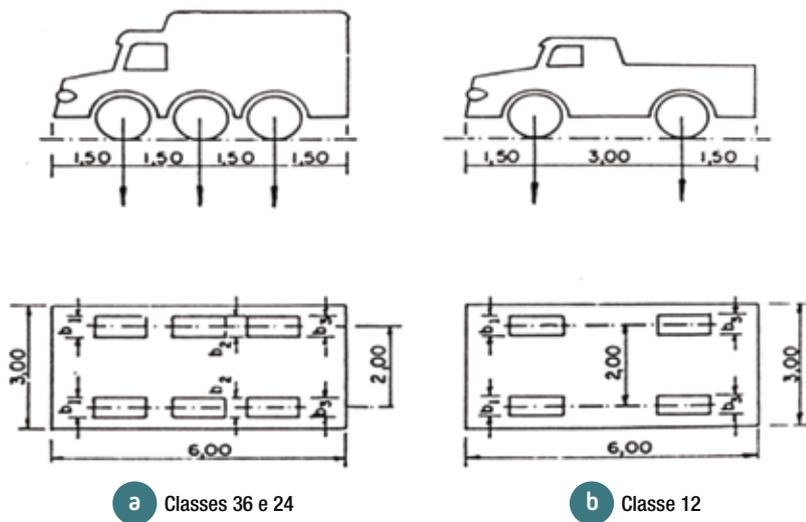
No cálculo dos arcos ou vigas principais com 30 m ou mais de vão, permite-se, ainda, substituir as cargas concentradas do veículo por carga igual, mas uniformemente distribuída, disposta sobre área retangular ocupada pelo mesmo.

4. PERÍODO DE 1984 ATÉ 2013 (NBR 7188/84)

No período de 1984 a 2013, as

► Tabela 4 – Valores característicos para os veículos segundo a NB6/60 (ABNT, 1960)

	Unid.	Tipo 36	Tipo 24	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total do veículo	t	36	24	12
Peso de cada roda dianteira	t	6	4	2
Peso de cada roda traseira	t	6	4	4
Peso de cada roda intermediária	t	6	4	–
Largura de contato b_1 de cada roda dianteira	m	0,45	0,35	0,20
Largura de contato b_3 de cada roda traseira	m	0,45	0,35	0,30
Largura de contato b_2 de cada roda intermediária	m	0,45	0,35	–
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00



► **Figura 2**
Veículo-tipo para as classes 36 e 24 e classe 12 (ABNT NB6/1960)

considerações sobre carga móvel em pontes rodoviárias foram elaboradas de acordo com a norma ABNT NBR 7188:1984. Tais considerações são definidas nos itens 4.1 e 4.2.

4.1 Classes

- Classe 45: a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total;
- Classe 30: a base do sistema é um veículo-tipo de 300 kN de peso total;
- Classe 12: a base do sistema é um veículo-tipo de 120 kN de peso total.

4.2 Trem-tipo

Os trens-tipo são compostos de um veículo e de cargas uniformemente distribuídas de acordo com a Tabela 5 e mostrado nas Figuras 4 e 5.

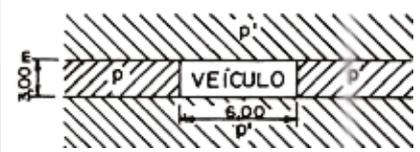
A área ocupada pelo veículo é retangular, com 3,0 m de largura e 6,0 m de comprimento. A Tabela 5 reúne as características dos veículos-tipo representados nas Figuras 4 e 5.

O veículo-tipo, sempre orientado na direção do tráfego, deve ser colocado na posição mais desfavorável para a análise e o dimensionamento de cada elemento, não se considerando a porção do carregamento que provoque

redução das solicitações. A carga distribuída de intensidade p é aplicada em toda pista de rolamento, nesta incluídas as faixas de tráfego, os acostamentos e os afastamentos. Deve ser descontada apenas a área ocupada pelo veículo. Os passeios, independentemente de largura ou altura, são carregados com a carga distribuída de intensidade p' , não majorada de impacto.

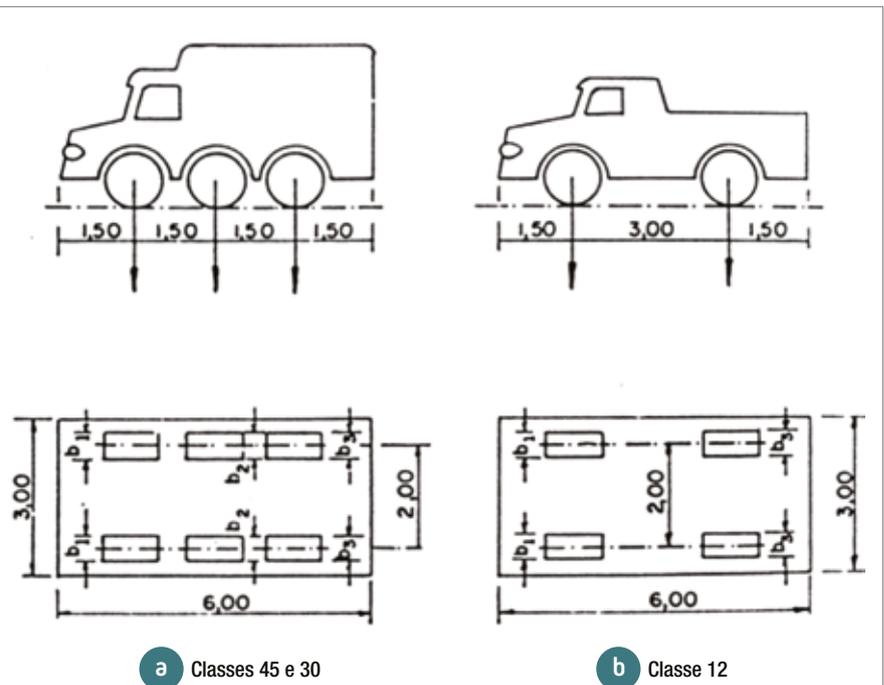
4.3 Trem-tipo homogeneizado

No cálculo dos arcos ou vigas principais, permite-se, ainda, homogeneizar as cargas distribuídas e subtrair das cargas concentradas dos veículos as parcelas correspondentes àquela homogeneização, desde que não haja redução dos esforços solicitantes. Assim, o carregamento móvel sobre essas peças



► **Figura 3**
Veículo e multidão em planta (ABNT NB6/1960)

Deve-se ressaltar que a carga p' do trem-tipo da norma de 1984 não tem o mesmo significado da carga p' do trem-tipo da norma de 1960 (a que se refere o item 2.2). Nesta versão da norma (1984), a carga p' é uma carga distribuída relativa à multidão sobre passeios e não sobre a pista de rolamento.



► **Figura 4**
Veículo-tipo para as classes 45 e 30 e classe 12 (ABNT NBR 7188:1984)

► Tabela 5 – Carga dos veículos e cargas uniformemente distribuídas (ABNT NBR 7188:1984)

Classe da ponte	Veículo			Carga uniformemente distribuída				Disposição da carga
	Tipo	Peso total		p		p'		
		KN	tf	KN/m ²	kgf/m ²	KN/m ²	kgf/m ²	
45	45	450	45	5	500	3	300	– Carga p em toda a pista – Carga p' nos passeios
30	30	300	30	5	500	3	300	
12	12	120	12	4	400	3	300	

pode ser simplificado como mostrado na Figura 6, onde $P_h = P - \frac{p_2 \times 6}{3}$.

5. PERÍODO DE 2013 ATÉ A PRESENTE DATA (ABNT NBR 7188:2013)

No período de 2013 até a presente data, as considerações sobre carga móvel em pontes rodoviárias foram elaboradas de acordo com a norma ABNT-NBR 7188/13. Tais considerações são definidas nos itens 5.1 e 5.2.

5.1 Classes

- Classe 450: a base do sistema é um veículo-tipo de 450 KN de peso total;
- Classe 240: a base do sistema é um veículo-tipo de 240 KN de peso total.

5.2 Trem-tipo

Os trens-tipo são compostos de um veículo e de cargas uniformemente distribuídas de acordo com a Tabela 6. A disposição do trem-tipo não se al-

terou em relação a versão anterior da Norma e está apresentada na Figura 7.

A Norma ABNT NBR 7188/2013 especifica uma majoração nas cargas acidentais conforme abaixo apresentado:

$$Q = P \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad \text{e} \quad q = p \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA \quad [1]$$

Onde:

P – Valor estático de uma roda do trem-tipo;

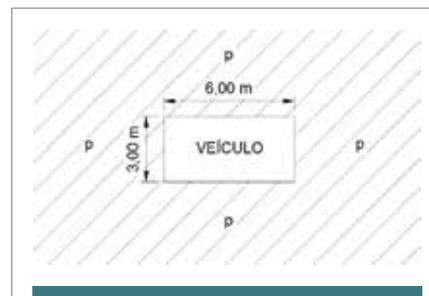
CIV – É o coeficiente de Impacto Vertical, descrito no Quadro 1 (ABNT NBR 7188:2013);

CNF – É o coeficiente do número de faixas de rolamento, descrito no Quadro 2 (ABNT NBR 7188:2013).

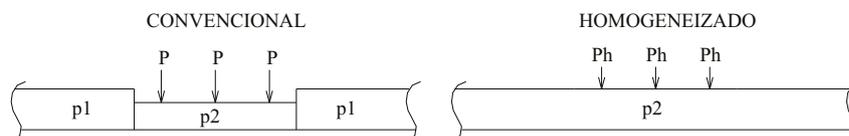
E, finalmente, CIA – É o coeficien-

te de impacto adicional, aplicado em elementos estruturais adjacentes a juntas de dilatação ou de encontro das OAE's, equivalente a:

- CIA = 1,25 para obras em concreto ou mistas;
- CIA = 1,15 para obras metálicas.



► Figura 5
Veículo e multidão em planta (ABNT NBR 7188:1984)



► Figura 6
Simplificação para o carregamento móvel permitida pela ABNT NBR 7188:1984

► Tabela 6 – Carga dos veículos e cargas uniformemente distribuídas (ABNT, 2013)

Classe da ponte	Veículo			Carga uniformemente distribuída				Disposição da carga
	Tipo	Peso total		p		p'		
		KN	tf	KN/m ²	kgf/m ²	KN/m ²	kgf/m ²	
450	450	450	45	5	500	3	300	– Carga p em toda a pista – Carga p' nos passeios
240	240	240	24	4	400	3	300	

► Quadro 1

CIV=1,35 para estruturas com vão menor do que 10,0m.

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{Liv + 50} \right)$$

para estruturas com vão entre 10,0 e 200,0m

Onde:

Liv: vão em metros para o cálculo CIV conforme o tipo de estrutura, sendo:

Liv = L para estruturas de vão isostático. Liv: média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos.

Liv: comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço.

L: vão em metros.

► Quadro 2

$$CNF = 1 - 0,05 * (n-2) > 0,9$$

Onde:

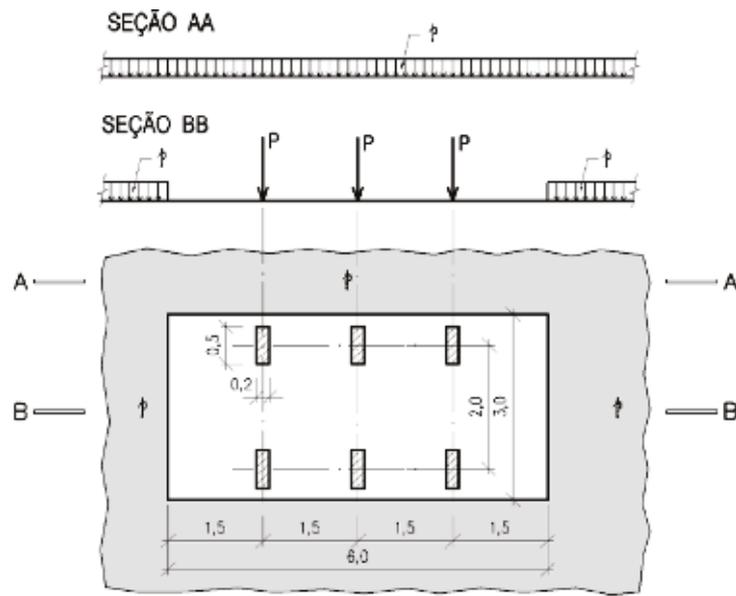
n: número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego de rodovia.

Este coeficiente não se aplica para o dimensionamento de elementos estruturais ao sentido do tráfego (lajes, transversinas, etc.).

Esta versão da Norma também traz como grande novidade no seu Anexo A (Normativo) a obrigatoriedade de verificação das estruturas para Conjuntos Transportadores de Cargas Especiais Indivisíveis, cuja configuração é apresentada na Figura 8.

6. CONCLUSÃO

O presente artigo procurou apresentar os principais aspectos das versões das normas nacionais sobre cargas móveis em pontes e viadutos rodoviários. Os valores numéricos contidos nas normas procuram representar as ações advindas do tráfego de veículos sobre as estruturas das pontes e viadutos.



► Figura 7

Veículo 450 e 240 e multidão em planta (ABNT NBR 7188:2013)

Destaque-se também a introdução, na mais recente revisão da norma, do Conjunto Transportador de Cargas Especial Indivisível, tornando-se necessária a verificação adicional das estruturas para este veículo.

Outro aspecto importante a ser abordado refere-se à capacidade resistente da Ponte ou Viaduto. Existe uma interpretação errônea de que a ponte dimensionada para o trem-tipo 450 tem capacidade restrita a um ve-

ículo de 450kN de peso (45 ton), o que não corresponde a realidade.

A correta capacidade de cada elemento estrutural constituinte da Ponte ou Viaduto deverá ser determinada considerando-se uma combinação de ações, levando-se em consideração o trem-tipo, além das cargas uniformemente distribuídas, ações estas majoradas dos respectivos coeficientes constantes na norma. 📌

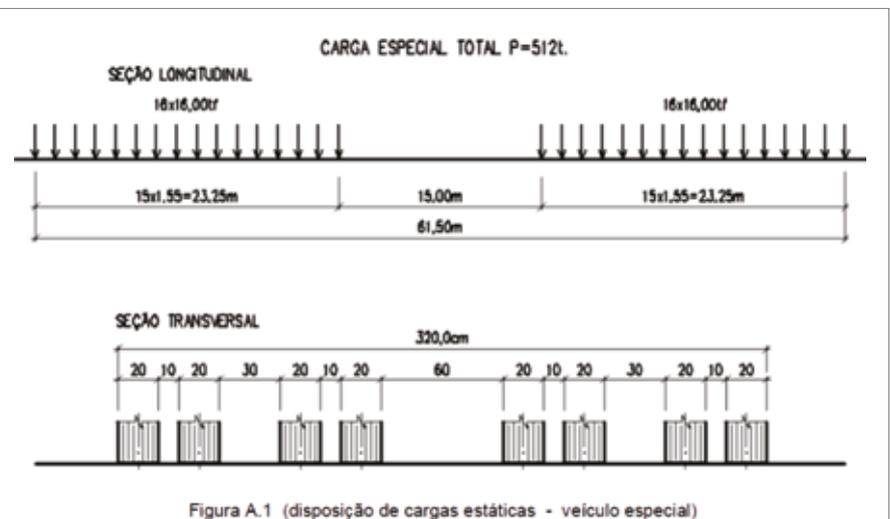


Figura A.1 (disposição de cargas estáticas - veículo especial)

► Figura 8

Conjunto transportador de carga especial indivisível (ABNT NBR 7188:2013)

Qualificação profissional: mais um diferencial positivo da pré-fabricação em concreto no Brasil

ENG^a INÊS BATTAGIN – SUPERINTENDENTE DO ABNT/CB-18, MEMBRO DOS CONSELHOS TÉCNICO E DELIBERATIVO DA ABNT E DIRETORA TÉCNICA DO IBRACON

I. INTRODUÇÃO

A pré-fabricação em concreto no Brasil tem experimentado expressivo crescimento e, em seu campo de atuação, tem elevado a construção civil a padrões industriais, seguindo tendências internacionais dos países mais adiantados do mundo.

Produtos certificados, obtidos a par-

tir de processos industriais com controles rigorosos e mão de obra qualificada. Essa já é a realidade de algumas indústrias brasileiras e a tendência que se configura para o setor.

Na pauta de investimentos do segmento estão os processos de gestão ambiental, que pela própria característica da indústria estabelece um diferencial competitivo com relação a outras solu-

ções, favorecendo seu crescimento em bases sustentáveis.

Como a padronização é um dos mais expressivos requisitos para a fabricação controlada e a perfeita montagem das estruturas pré-fabricadas, a normalização técnica é uma das bases de seu desenvolvimento, a exemplo do que se pratica internacionalmente.

Este artigo informa e comenta as iniciativas de qualificação profissional do setor da pré-fabricação em concreto no Brasil, com base na Norma Brasileira em vigor, a ABNT NBR 15146-3 Controle tecnológico de concreto – Qualificação de pessoal. Parte 3 – Pré-moldados de concreto.

2. AS BASES DO CRESCIMENTO SUSTENTÁVEL

O crescimento da pré-fabricação em concreto no Brasil se justifica pelas características desse sistema construtivo e se sustenta nos parâmetros de qualidade exigidos, alguns dos quais a seguir relacionados:

- projetos detalhados de arquitetura, estrutura e sistemas complementares, considerando as fases de produção dos elementos e montagem das estruturas;

CRÉDITO: BANCO DE IMAGENS DE ABCIC – FOTÓGRAFO: ALEXANDRE ONDIR



► **Figura 1**

Montagem de lajes alveolares em canteiro de obras em São Paulo

- ▶ fabricação dos elementos estruturais em ambiente industrial, com rigorosos controles de processos;
- ▶ controle da qualidade dos materiais utilizados na produção com base em certificação e ensaios laboratoriais;
- ▶ controle da qualidade dos produtos prontos, com verificação dimensional dos elementos estruturais, ensaios do concreto (resistência, módulo de elasticidade) nas etapas de desforma, movimentação e montagem, além de ensaios específicos conforme o produto;
- ▶ treinamento dos profissionais envolvidos nas atividades de controle tecnológico, produção dos elementos pré-fabricados e montagem das estruturas.

Na base desse crescimento encontra-se um acervo normativo que reflete a seriedade das empresas e profissionais envolvidos com esse trabalho e que é aprimorado e atualizado constantemente.

Vale lembrar que data de 1985 a primeira edição da norma brasileira específica para o projeto e a execução de estruturas pré-moldadas de concreto, a ABNT NBR 9062, cuja versão em vigor é de 2006, estando em fase final de revisão um projeto que prevê diversos avanços, especialmente no campo dos cuidados na montagem das estruturas, suprimindo lacunas da legislação existente no País.

Normas específicas de alguns produtos pré-fabricados, como as lajes alveolares (ABNT NBR 14861), as estacas (ABNT NBR 16258) e os painéis (norma em fase final de aprovação), completam o quadro de requisitos para os produtos e seu uso.

Adicionalmente o setor da pré-fabricação em concreto conta com uma ferramenta normativa para a qualificação de profissionais da área, a ABNT NBR 15146-3:2012, publicada em 2012.



▶ **Figura 2**
Montagem de pilares pré-fabricados de concreto na obra

3. A NORMA BRASILEIRA DE QUALIFICAÇÃO DE PROFISSIONAIS DA PRÉ-FABRICAÇÃO EM CONCRETO

A ABNT NBR 15146-3 faz parte de um conjunto de documentos que possibilitam qualificar e certificar profissionais que atuam no controle tecnológico e na construção em concreto. A Parte 3, específica para pré-fabricados de concreto, trata de quatro categorias profissionais:

- ▶ **auxiliar de pré-moldados:** profissional apto a realizar coleta, redução de amostras de campo e ensaios básicos;
- ▶ **laboratorista de pré-moldados:** profissional apto a realizar ensaios e a efetuar cálculos, tendo sua atuação na produção dos elementos pré-fabricados e nas concretagens de montagem, quando aplicável;
- ▶ **tecnologista de pré-moldados:** profissional apto a realizar ensaios, definir procedimentos executivos de inspeção e amostragem, discernir sobre os limites de aceitação e efetuar cálculos com avaliação e emissão de relatórios;

- ▶ **inspetor de produção e montagem de pré-moldado de concreto:** profissional apto a analisar e avaliar os resultados dos ensaios, nos limites de aceitação estabelecidos pelas respectivas normas técnicas, e a realizar todas as inspeções abrangidas na gestão dos processos de produção e montagem de elementos pré-moldados de concreto, conforme a seguir:

- materiais para a produção de pré-moldados: recebimento e armazenamento de insumos e elementos que serão utilizados na produção dos elementos pré-fabricados;
- desenvolvimento de traços, preparação de concreto, cura, execução de fôrmas, execução de armaduras passiva e ativa, execução de alças, insertes e afins, controle tecnológico da produção e do produto acabado;
- estoque e montagem: armazenamento, transporte, manuseio, acabamento, identificação, locação de fundações, montagem, ligações, controle dos elementos montados;
- especificações e projetos: verificação da quantidade, dimensões (diâmetros e comprimentos), posicionamento e cobrimentos de armaduras, detalhes de ligações, localização das alças de içamento, volume e peso dos elementos, verificação das especificações de montagem, verificação do controle de atualização cronológica de documentos de projetos (desenhos, especificações, instruções de serviço, memorial de cálculo).

Como se verifica, cresce a complexidade das funções desenvolvidas com a ampliação do escopo de cada categoria profissional, exigindo profissionais mais

experientes e qualificados para determinadas atividades.

O Quadro 1 mostra as exigências de escolaridade e tempo de experiência profissional estabelecidas na ABNT NBR 15146-3. Como é possível constatar, não apenas a demonstração de capacitação técnica em exame teórico de avaliação dos candidatos é suficiente para garantir a certificação, pois o profissional deve também demonstrar formação e experiência compatíveis com as funções previstas na Norma.

Como se observa, as exigências relativas à escolaridade e à experiência profissional crescem à medida que a responsabilidade da função exercida aumenta. Com isso, a Norma prevê um programa básico de treinamento, que pode ser ministrado em escolas de formação e aperfeiçoamento, cursos técnicos ou na própria unidade fabril, desde que contemple os tópicos exigidos na ABNT NBR 15146-3.

Os conhecimentos requeridos para os candidatos em cada categoria profissional incluem uma base normativa que compreende os principais documentos relacionados a cada uma das funções. Assim, devem ser atendidas as Normas Brasileiras para a coleta e os ensaios de

insumos utilizados na produção (cimento, agregados, aditivos, água, insertos, aço de armadura passiva e/ou ativa), bem como para a aprovação do concreto a ser utilizado (ensaios no estado fresco e endurecido) e para a aprovação do produto pronto (verificação dos elementos pré-fabricados).

Todo esse conjunto de exigências deve ser cumprido de forma real, considerando não apenas a coleta e a realização dos ensaios, mas especialmente sua correta interpretação, visando o aprimoramento dos processos e a qualidade dos produtos.

No caso do Inspetor de Estruturas de Concreto, os requisitos da ABNT NBR 15146-3 abrangem também itens relativos ao projeto e à execução das estruturas. O Anexo A dessa Norma detalha os conhecimentos específicos exigidos nas áreas de capacitação técnica de cada uma das categorias profissionais.

Além do exposto, o programa de treinamento deve conter noções básicas relativas aos itens a seguir relacionados:

- ▶ segurança do trabalho conforme legislação vigente (Normas Regulamentadoras - NR 04, NR 05, NR 07, NR 18);
- ▶ uso de equipamentos de proteção individual (EPI);



▶ **Figura 3**
Rompimento de corpo de prova em laboratório de ensaios

- ▶ metrologia e calibração de equipamentos;
- ▶ noções básicas de matemática/cálculo (média, desvio-padrão, volume, área, densidade e consumo);
- ▶ manuseio de equipamentos de medição em laboratório;
- ▶ noções de acreditação de laboratório de ensaio, conforme a ABNT NBR ISO/IEC 17025;
- ▶ termos básicos do Vocabulário Internacional de Metrologia (VIM);
- ▶ regras para arredondamento e algarismos significativos;
- ▶ gestão ambiental e responsabilidade social;

▶ Quadro 1 – Requisitos mínimos de escolaridade + experiência profissional

Categoria	Alternativa A (soma da formação e experiência)		Alternativa B (soma da formação e experiência)		Alternativa C (soma da formação e experiência)	
	Formação	Experiência na função	Formação	Experiência na função	Formação	Experiência na função
Tecnologista e Inspetor	Superior 1	≥ 1 ano	Técnico 2	≥ 2 anos	Ensino médio	≥ 3 anos
Laboratorista	Técnico 2	≥ 6 meses	Ensino médio	≥ 1 ano	Ensino fundamental	≥ 2 anos
Auxiliar	Ensino médio	≥ 6 meses	Ensino fundamental	≥ 1 ano	Ensino fundamental incompleto	≥ 18 meses

¹ Estudantes e graduados em engenharia civil, arquitetura e tecnologia em construção civil.

² Técnico em edificações (ensino profissionalizante técnico em construção civil). Os candidatos devem apresentar comprovação de conclusão das disciplinas "Resistência dos Materiais" e "Materiais de Construção".

³ 4ª série do ensino fundamental.

- ▶ elaboração de relatórios;
- ▶ interpretação de textos (contratos);
- ▶ catalogação e gestão da informação (controle de documentos, registros e documentações);
- ▶ administração geral básica (definição de funções e cargos, atribuições e responsabilidades);
- ▶ noções de medições de qualidade (pesquisa de satisfação);
- ▶ direito do consumidor (assistência técnica).

Para a obtenção da qualificação, o candidato deve ser aprovado em exames técnicos teóricos (geral e específico) e práticos, além de demonstrar acuidade visual e apresentar documentação que comprove escolaridade e experiência profissional, de acordo com as exigências da Norma. A qualificação deve ser atualizada no caso da interrupção do

exercício efetivo das atividades por um período contínuo de 12 meses.

4. CONCLUSÕES

Colocar em prática todo o escopo da ABNT NBR 15146-3 seria bastante complexo, não fosse um conjunto de iniciativas de duas entidades que consideram a normalização técnica uma importante ferramenta para estabelecer requisitos e métodos de avaliação para produtos e serviços com base nas boas práticas e nas exigências internacionais:

- ▶ a ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto, que trabalha no sentido de exigir que as empresas associadas detentoras do Selo de Excelência certifiquem seus profissionais com base na Norma Brasileira;
- ▶ o IBRACON – Instituto Brasileiro do

Concreto, que sendo reconhecido pelo INMETRO – Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia como Organismo Certificador de Pessoas (OPC) na área do controle tecnológico do concreto, tem já um programa em desenvolvimento visando a certificação dos profissionais da indústria da pré-fabricação nas atividades referidas na ABNT NBR 15146-3.

Essas ações são exemplos a serem seguidos por outros setores da construção civil, pois valorizam os profissionais da área, premiam a qualidade e as boas práticas construtivas, melhoraram a relação entre as partes envolvidas no processo da construção e valorizam o controle tecnológico dos produtos, fortalecendo a construção industrializada de concreto no Brasil. 🏗️

Confiança, produtividade, experiência, inovação e satisfação, são os principais conceitos que resumem todos os diferenciais dos equipamentos, serviços e peças SCHWING-Stetter.

Enquanto a globalização e internacionalização são fatores de principal importância para qualquer mercado, o grupo SCHWING-Stetter mantém sua filosofia de foco no cliente, superando suas expectativas através de investimentos em pesquisa e desenvolvimento de seus produtos, procurando sempre inovar e aperfeiçoar o desempenho e a segurança dos equipamentos. Com essa filosofia e equipamentos aprovados nas principais obras do Brasil e do mundo desde 1934, a marca SCHWING-Stetter é sinônimo de credibilidade e segurança, baixo custo de manutenção, alto valor de revenda e competência técnica para qualquer projeto.



Rod. Fernão Dias, km 56 | Terra Preta | Mairiporã
07500-000 | São Paulo, Brasil
Tel.: +55 11 4486-8500 | Fax: +55 11 4486-1227
Info@schwingstetter.com.br

80 ANOS DO GRUPO SCHWING-Stetter

www.schwingstetter.com.br

Abcic anuncia vencedora do Prêmio Obra do Ano

A Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto (Abcic) realizou no dia 26 de novembro a solenidade de entrega do Prêmio Obra do Ano em Pré-Fabricados de Concreto 2015, em sua quinta edição. O vencedor do Prêmio foi a Universidade Federal do ABC, localizada na cidade de Santo André, no estado de São Paulo.

Constituída de diversos blocos, o escritório Aluizio A. M. d'Avila & Associados, responsável pelo projeto estrutural, inscreveu para participar da premiação os projetos dos blocos A e B. O primeiro possui uma área de 54 mil m² aproximadamente e é constituído de quatro pavimentos comuns e três torres com sete, cinco e seis pavimentos, respectivamente, acima dos pavimentos comuns. O bloco B é formado por uma torre única, com área de 13.400 m², dividida em treze pavimentos.

Para a construção dos blocos A e B da UFABC, foram empregados 16.800



Vista da fachada do Bloco A da Universidade Federal do ABC

m³ de concreto pré-fabricado, distribuídos em vigas e lajes armadas e protendidas compondo a arquitetura, peitoris, rampas, lajes e escadas pré-fabricadas, pilares moldados no local e painéis de

fechamento pré-fabricados, já com acabamento. A obra foi executada pela Construtora Augusto Velloso e contou com o projeto arquitetônico de Cláudio Libeskind, e projeto estrutural de Luís Miguel Casella Barrese, com apoio do engenheiro José Luis Varela e do projetista Paulo Cezar Cavalcanti, além do envolvimento do engenheiro Aluizio d'Avila. A CPI Engenharia foi a empresa responsável pelo fornecimento das estruturas pré-fabricadas da obra. Os painéis de fechamento foram fornecidos pela Stamp.

Segundo Íria Doniak, presidente executiva da Abcic, o Prêmio recebeu inscrições de obras de todos os segmentos – centro de distribuição, shopping center, infraestrutura, deck parking, habitacional e indústria –, além de áreas em que o setor de pré-fabricado de concreto está começando a atuar, como na infraestrutura energética e



Vista aérea dos Blocos A e B (ao fundo) em fase de construção

► Tabela 1 – Ficha técnica das obras premiadas

mineração. “Isso ressalta que a solução de engenharia vem avançando em outros nichos de mercado, diversificando, ainda mais, sua atuação”.

O Prêmio Obra do Ano prestigia as empresas pré-fabricadoras e confere destaque aos arquitetos e engenheiros projetistas que usam o sistema construtivo em seus projetos. Criado em 2011, no ano de comemoração de 10 anos de atividades da Abcic, o Prêmio conta com o apoio de mídia da Revista CONCRETO & Construções e da Revista Grandes Construções, e com o apoio institucional da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (Abece), Instituto de Arquitetos do Brasil (IAB), Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON) e Associação Brasileira de Tecnologia para Construção e Mineração (Sobratema). 🏗️

OBRA DO ANO: UFABC – Universidade Federal do ABC

Localização: Santo André, São Paulo

Construtora gerenciadora: Augusto Velloso S/A

Arquitetos: Cláudio Libeskind

Projeto estrutural: Luís Miguel Casella Barrese (Aluizio A. M. d’Avila & Associados)

Empresa pré-fabricadora: CPI Engenharia

DESTAQUE DO JÚRI – Sustentabilidade: Torre Eólica de Tubarão

Localização: Tubarão, Santa Catarina

Construtora gerenciadora: WEG Energia

Concepção e Engenharia: Murilo Cassol

Empresa pré-fabricadora: Cassol Pré-Fabricados

DESTAQUE DO JÚRI – Inovação: Espessadores de Rejeito

Localização: Itabira, Minas Gerais

Construtora gerenciadora: Construtora Barbosa Mello

Arquiteto: ECM S.A. Projetos Industriais

Projeto estrutural: Isnar Maia de Freitas

Empresa pré-fabricadora: Precon Engenharia

MENÇÃO HONROSA – Fábrica de Escolas do Amanhã – Lote 1

Localização: Rio de Janeiro, Rio de Janeiro

Construtora gerenciadora: Construtora OAS

Arquiteto: João Pedro Backheuser

Projeto estrutural: João Luis Casagrande

Empresa pré-fabricadora: Incopre e CPI Engenharia

MENÇÃO HONROSA – Super Muffato

Localização: São José do Rio Preto, São Paulo

Construtora gerenciadora: J3 Administradora de Bens Ltda

Arquitetos: Ricardo Bragaglia e Umberto João Bragaglia

Projeto estrutural: Eriton Nunes Costa

Empresa pré-fabricadora: Marna Pré-fabricados

Só quem tem mais de 100 anos de experiência pode oferecer tanta tecnologia!

Sika ViscoFlow®

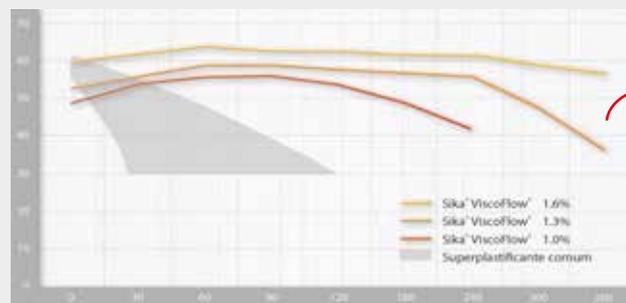
Aditivo superplastificante com manutenção extra prolongada da trabalhabilidade sem queda nas resistências iniciais

Isso que é tecnologia!

A indústria da construção civil com seus projetos desafiadores estão exigindo cada vez mais tempo de trabalhabilidade do concreto fresco.

A tecnologia do **Sika ViscoFlow®** garante atingir e manter a consistência desejada numa mistura de concreto mesmo em alta ou baixa temperatura do ambiente através de um novo polímero que permite:

- Manutenção do abatimento sem aumento no retardo da pega,
- Rápido desenvolvimento das resistências iniciais,
- Slup Test e Slump Flow do concreto constante por várias horas,
- Adequado para diversas aplicações com alta e baixa relação água/cimento.



Defina o tempo de trabalhabilidade baseado nas suas necessidades!



entre em contato
construcao.marketing@br.sika.com
facebook.com/sikabrasil

New opportunities with post-tensioned masonry

David T. Biggs

BIGGS CONSULTING ENGINEERING

INTRODUCTION

Masonry construction has been around for millennia. But, it continues to evolve and offer new opportunities for architects and engineers to create magnificent masonry structures. Post-tensioned masonry is a relative newcomer to the world of masonry. While early uses of post-tensioning masonry extend back to the late 1800s, the methods we use now have been developed since the 1960s. The theoretical background for modern post-tensioned masonry has as its basis the development of post-tensioned concrete that resulted from research by Frenchman Eugene Freyssinet in the 1930s and was advanced by German engineers during the 1940s.

Using masonry criteria developed in Great Britain and Switzerland, the United States building code has its own post-tensioned masonry provisions that currently address only post-tensioned masonry walls. These provisions first made it into our country's standards in 1999. Since then, creative engineers have found various opportunities to use this technology. Now there are nearly 35,000 structures in the United States that have used post-tensioned masonry, the majority being residences in the southwest part of the country.

BACKGROUND

Most engineers are familiar with the concepts of prestressed concrete (pre-tensioned versus post-tensioned). For pre-tensioning, tendons composed of wire strands or bars are stretched lengthwise between the ends of the concrete formwork. Next, the tendons are stressed and the concrete is cast around the tendons. As the concrete cures, the tendons bond to the concrete. When the formwork is released, the prestressed force is released and transferred into the concrete member.

For post-tensioning concrete, two types of tendons are used. For one type, the tendons are in greased sleeves. They are placed, aligned and then encased in concrete. Once stressed, the end anchorages impart the force through bearing into the end of the element. The greased sleeve keeps the tendon unbonded from the concrete and provides corrosion protection.

In the second, tendons of strand or bars are installed loosely inside corrugated sleeves or ducts that are aligned and positioned within the concrete formwork. The ducts provide long-term corrosion protection for the tendons. Once the concrete is placed and cured, the ducts are fully bonded to the concrete. Next, the tendons are anchored to the ends of the member and post-tensioned. The final step

is to fill the interstitial space within the ducts with a special grout that bonds the tendon to the duct and provides further corrosion protection to the tendons.

So, both pre-tensioned and post-tensioned concrete members are compressed from the force of the tendons. However, each method has distinct ways it affects the design and performance of the member.

Often, masonry conferences and literature will refer to either prestressed masonry or post-tensioned masonry. Unlike with concrete where there is a distinction between pre-tensioned and post-tensioned, the terminology for masonry (prestressed and post-tensioned masonry) are used synonymous since the masonry is always built first and then post-tensioned afterward. There are no known cases of prestressing tendons and building masonry around them. Until then, we use the terms prestressed masonry and post-tensioned masonry interchangeably.

POST-TENSIONING CONCEPT

Simply put, post-tensioned masonry uses induced precompression to compensate for the possible tensile stresses that may develop from structural loads. In conventionally reinforced masonry, engineers account for the mass of structure to provide

compression in walls. Engineers also rely on the reinforcement to further accommodate tension. In post-tensioned masonry, the structural mass of the structure is taken into account along with the compressive effects of the tendons to provide the overall compression in the masonry. Based upon this explanation, you realize that a non-loadbearing exterior masonry wall will require more post-tensioning than an exterior loadbearing masonry wall when both have the same out-of-plane lateral loads. The loadbearing wall derives benefit from the added compression of the structural mass which therefore reduces the required amount of post-tensioning to achieve the same compression.

DESIGN

Internationally, theory and code provisions for post-tensioned masonry have developed similar to those for prestressed concrete. Today most countries, including the United States, utilize a limit state methodology for their post-tensioned masonry provisions. This methodology includes a check for the ultimate limit state for total capacity as well as a check for a service load (safety) limit state.

While the ultimate limit check procedure is relatively consistent between country codes, the serviceability checks take several forms. For example, Eurocode 6 (BS EN 1996-1-1: Rules for Reinforced and Unreinforced masonry: 2005) requires that walls designed with prestressed masonry be checked for allowable stresses using service level loads using flexural effects only, no axial effects. Combined axial and flexural effects are evaluated under the ultimate limit state. Earlier standards

from Switzerland (SIA 177, now SIA 266) require a determination of the possible tension crack size as its serviceability check. The New Zealand code (NZS 4230:2004), controls flexural strength through a stress check, stiffness and deflections at service loads. In the United States code (TMS 402, Building Code Requirements Masonry Buildings), serviceability is checked by controlling tension and compressive stresses developed by service level loads.

Thus each code's serviceability check is similar, but different. How can it be that each is different yet still meets the intended purpose for their respective codes? Could it be that we don't monitor our structures for performance at service load conditions and don't really know if they are performing appropriately? Are we not accurate with our service loads conditions? While we all check the service limit state in some form, are the real controlling conditions the ultimate limit state? This topic of serviceability could use some more research; perhaps our standards need to change.

In 1998, a comparison using one design example was done between the prestressed masonry standards for five countries (Biggs and Ganz¹). The variability in answers was significant. Perhaps it's time to update the comparison using many examples and all the current country codes and standards.

CONSTRUCTION

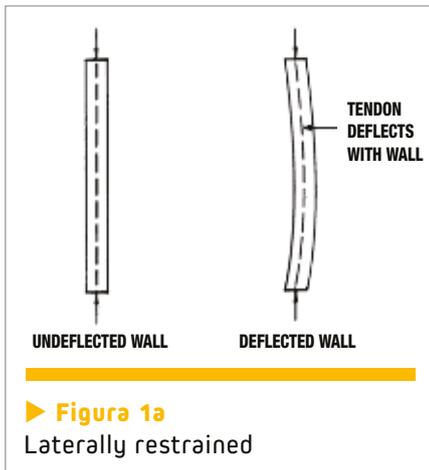
Masonry post-tensioning is applied through the use of tendons, usually steel bars or strands, within the hollow cells of the masonry units. Anchored top and bottom for walls, these tendons affect the performance of the

masonry based upon how they are installed. Dependent upon the post-tensioning design, the cells may be later grouted or left hollow, but that choice will effect the strength characteristics and performance of the masonry.

The tendons can be categorized as bonded or unbonded, as well as laterally-restrained or laterally-unrestrained. Bonded tendons are encapsulated in a corrugated plastic duct much like post-tensioned concrete tendons. The duct is later filled with a special grout (prestressing grout) after the tendons are post-tensioned. The masonry space around the duct is filled with masonry grout. The masonry grout interlocks with the duct corrugations to create the bonded condition; simply using masonry grout around the tendon in the cell of the masonry does not cause the tendon to be sufficiently bonded to transfer stress.

Unbonded tendons are not permanently bonded to the masonry. They can be placed in a greased sheathing or a smooth duct to create the bond separation with the masonry. Unbonded tendons are usually used in an ungrouted cell, but they can be used in a grouted cell of the masonry provided the tendon can slip.

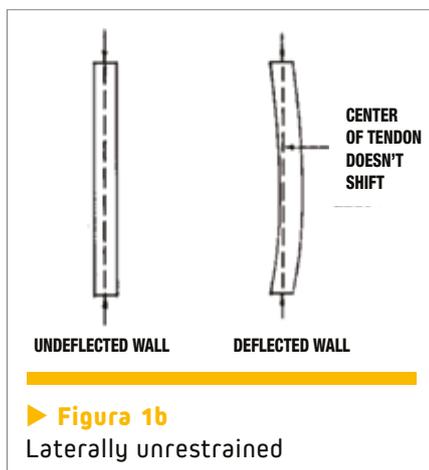
For most walls, tendons are placed in the center of the walls to accommodate out-of-plane loads in both directions. When the wall deflects due to out-of-plane loadings, laterally-restrained tendons are not free to move laterally in the masonry. This restraint is accomplished by grouting the tendons in the cells of the masonry or by utilizing tendon positioners at the quarter points over the length of the tendon. By keeping the tendon centered in the wall, the post-tensioning



force always remains concentric to the section (Figure 1a).

Laterally-unrestrained tendons are free to move sideways in the wall as the masonry deflects (Figure 1b). The movement results in an eccentric force on the section. This eccentric force reduces the section capacity and decreases the buckling capacity of the wall. So for the same amount of post-tensioning, a laterally-unrestrained tendon will not be as efficient in strengthening a wall as a laterally-restrained tendon.

For some designs, it is beneficial to place the tendons eccentric to the section. For eccentric designs, the engineer must evaluate both out-of-plane directions. The discussion regarding tendon restraint still applies.



Grouting is always a major endeavor and expense for masonry construction. It also contributes largely to the carbon footprint of a masonry building. So, eliminating grout whenever possible has a desirable environmental and cost impact. Since most post-tensioned masonry walls are designed and constructed as partially reinforced walls, the system naturally has these benefits.

While using post-tensioning has the ability to reduce the grout required, that benefit sometimes comes at a cost to performance. Researchers are continuing to evaluate post-tensioned masonry shear walls for lateral effects due to seismic forces. Many buildings codes, such as those in the United States, require mild-reinforcement grouted in place to supplement the post-tensioning to enhance seismic performance. That supplemental reinforcement and grout add cost and time. The goal of future research should be to minimize the need for grouted reinforcement.

TENDON LOSSES

Since the tendons are the primary reinforcement for the masonry, engineers must be able to count on their ability to maintain the post-tensioning force over time. Therefore, building codes require that engineers design post-tensioning with a reduced tendon capacity that accommodates long-term losses. These losses can be attributed to such effects as creep of the masonry, anchorage seating losses, thermal changes on tendons and masonry, and moisture changes within the masonry. Only moisture growth of clay masonry has a compensating effect on the tendon losses. When using post-tensioning, United

States standards require the tendon design include up to 35% losses when used in concrete masonry and up to 25% losses in clay masonry. Other international codes have similar requirements.

TENDON PROTECTION

Corrosion protection is essential for tendons exposed to moisture wetting or high humidity. In single leaf walls, unbonded tendons are most susceptible to corrosion due to a lack of grout protection in the masonry unit cells. Therefore, tendon protection is usually supplied by coating the tendons with a material that will perform under tension, encapsulating the tendon in a smooth sleeve, or both.

USES OF POST-TENSIONING IN MASONRY

While post-tensioned masonry was first developed for the construction of new walls, the technology has been extended to other applications. In the following section, we will discuss various applications of post-tensioned masonry that have created many new opportunities for masonry construction.

WALLS - OUT-OF-PLANE EFFECTS

Post-tensioning is an ideal system for designing new masonry walls for out-of-plane loadings whereby flexural effects are dominant. Greater economy is derived for designs that are wind-dominated versus those that are seismically-dominated. Hopefully, greater research will find new methods for improving the performance of seismic designs.

In new construction, it is relatively easy to construct walls with laterally-restrained tendons using high strength

bars or strands. Laterally-restrained tendons are generally preferred for walls exposed to out-of-plane loadings because the walls have a better flexural performance compared to walls utilizing unrestrained tendons.

Figure 2 shows a school building that was first designed using conventional reinforced masonry and later re-designed at the request of the masonry contractor to use post-tensioned masonry. The contractor was a first-time user of post-tensioning and found significant economy in the construction from reduced grouting.

Based upon successes with new construction, post-tensioning has also been extended for use in reinforcing existing masonry walls for out-of-plane loadings. Figure 3 shows a building with concrete masonry (CMU) structural walls and a clay brick veneer that was strengthened using post-tensioning to resist high winds. In the design, it was decided to use unbonded, laterally-unrestrained tendons. They were placed into open cells of the CMU through cuts made into the CMU. The tendons were placed in short sections, spliced, and anchored top and bottom. This repair process is well suited to one-story buildings where there is access to



► **Figura 2**
School with post-tensioned masonry walls

both the interior face of the walls and the roof edge.

Most will recognize this last repair method to be a variation on the center core method. For that method, a core hole is drilled from the top down into the center of solid masonry. Afterward, mild reinforcement is inserted and grouted into the core to provide added strength for out-of-plane and possibly in-plane loads. However, some creative engineers have also used post-tensioning techniques with the center core method with good success. In the previous repair method, there was no need to drill a core hole. Instead the contractors needed

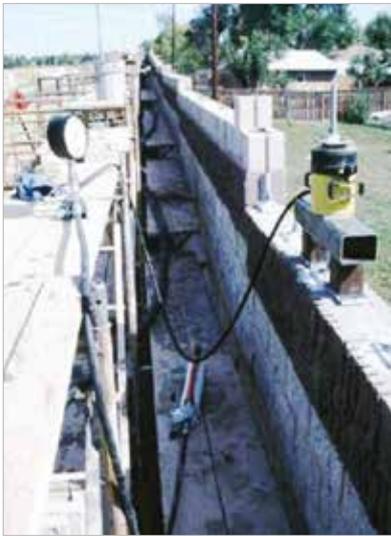
to access the existing open cells of the hollow masonry.

WALLS - IN-PLANE EFFECTS

Post-tensioned masonry shear walls present an opportunity for more research. Similar to conventionally reinforced masonry walls that are partially grouted, post-tensioned masonry walls have some challenges to be overcome. Researchers do not yet fully agree on the effects of partial grouting under seismic loading on reinforced masonry. Adding post-tensioning compounds the shear problem associated with partial grouting by adding compression and increasing toe pressures due



► **Figura 3**
Existing building (a); Interior view of access ports for post-tensioning (b); top of wall anchor (c)
(Photographs: Scott Walkowicz, Walkowicz Engineers)

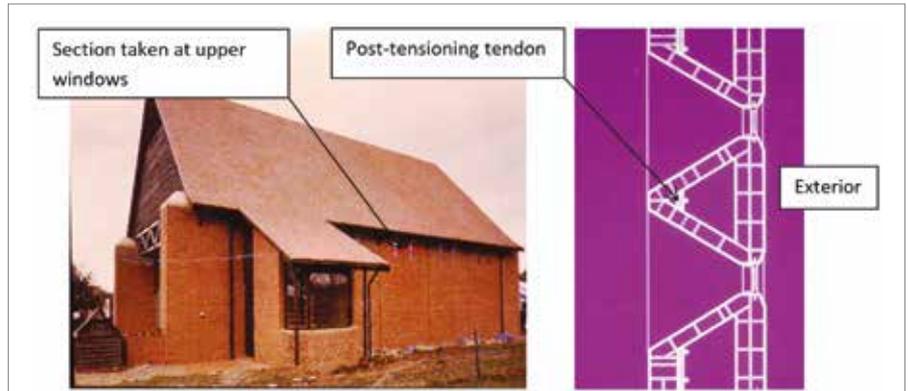


► **Figura 4**
Sound barrier wall being post-tensioned
(Photograph: David Woodham, Atkinson Noland Assoc.)

to overturning effects. Some researchers have expressed a concern that the post-tensioning force increases the chance of buckling on the ends of the partially grouted shear walls. So, current US standards in high seismic zones currently require that post-tensioned shear walls also be fully grouted with supplemental mild reinforcement until new research provides a better solution for the performance of partially grouted walls.

RETAINING WALLS AND SOUND BARRIER WALLS

These walls are again ideal for post-tensioning because they are primarily flexure-dominated with little concerns for in-plane shear. They are found on retaining walls, wing walls of bridges and sound barriers. The design is relatively straightforward. However, the corrosion protection of the tendons is most important. The walls must be properly flashed and drained. In addition, retaining walls



► **Figura 5**
Arched roof and multi-leaf walls with eccentric post-tensioning
(Photograph and figure: Malcolm Phipps)

must be properly waterproofed on the earth side.

While most building walls are post-tensioned concentrically, that need not be the case for all walls. It is more reasonable to post-tension a retaining wall to better accommodate the overturning of the wall due to earth loads.

Figure 4 shows one highway barrier wall under construction. The tendons are concentric due to wind and seismic loads. Vehicle impact loads need to be accounted for in only one direction.

GEOMETRIC WALLS

While most masonry post-tensioning is used in walls built with single

leaf units that are rectangular, multi-leaf walls can be created with variable section profiles to utilize the geometry of the wall section to greater effect. Figure 5 shows a project in England where an historic roof structure was saved and placed on new brick walls. The outward thrust at the top of the sidewalls that was produced by the arch-shaped roof structure is resisted by the eccentric tendons in the multi-leaf wall. That eccentricity of the tendons coupled with a geometric cross-section with an eccentric centroid was used for structural advantage. This highlights a significant advantage of masonry over other materials in being able to create geometric sections with multi-leaf walls.



► **Figura 6**
Prefabricated wall panel with vertical post-tensioning



► **Figura 7**

Dry stack CMU with vertical post-tensioning (Photograph: Dominic Cerrato, Cercorp)

PREFABRICATED WALLS

World-wide, prefabrication is on this rise throughout the construction industry. The masonry segment of the prefabrication market is still in its infancy. There have been regional attempts at prefabrication in the United States since the 1960s. In the past decade, we have seen several new attempts inventive ways to prefabricate masonry wall panels.

Figure 6 shows a building brick wall panel with two windows being moved. The panel is conventionally reinforced in the top and bottom course and at the edges. It also has vertical post-tensioning in the pier areas to minimize stresses during lifting and handling as seen in the sketch of a three window panel. Some panels are prefabricated with horizontal post-tensioning near the bottom course to again facilitate lifting and handling.

So, we have seen post-tensioning primarily being used in prefabricated masonry panels as an aid to improve handling the panels without causing cracking.

DRY STACK WALLS

Mortarless masonry (dry stack) is used in various regions of the world to construct walls. Many of the available mortarless systems use the dry laid

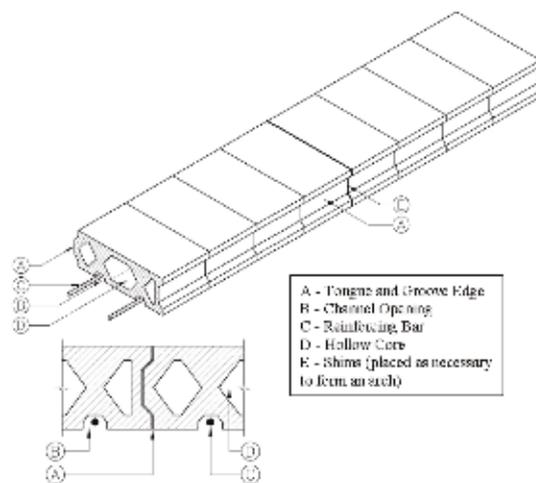
units as a formwork to fill the cells with grout and reinforcement. However, not all dry stack systems require full grouting. For example, Figure 7 shows a residence that was constructed in a high wind zone in the United States with a dry laid masonry system that uses vertical post-tensioning without grouting the cells. The patented A-shaped unit are fabricated to provide lateral restraint to the tendons once the wall is completed. Supplemental vertical mild reinforcement and grouting are minimized.

Dry stack systems are not included in the US masonry standard (TMS 402) because that standard is

only for mortared systems. Currently, The Masonry Society is developing a “*Design Guidelines for Dry Stack Masonry*” that will be a useful tool but will not be code. Engineers will have to request special permission from the local building official to use a dry stack masonry system until codification is developed.

HORIZONTAL POST-TENSIONING

In the United States in the 1950s and 1960s, the use of concrete masonry panels using mild reinforcement and special masonry units was popular. These prefabricated panels were used as floor and roof systems.



► **Figura 8**

Cross-section of Dox plank (Credit historical data)



► **Figura 9**

Roof plank with horizontal post-tensioning (Photograph: Dave Muirhead)

LESSONS LEARNED FROM DEVELOPING A MASONRY STANDARD FOR POST-TENSIONING

- 1 – Producing any new masonry standard by committee is difficult. An excellent series of state-of-the-art papers on prestressed masonry was prepared by Schultz and Scolforo^{2, 3, 4}. These papers gave the committee the resources to begin its work in the 1990s.
- 2 – The code development process in the United States (American National Standards Institute procedures) requires consensus and adds a lot of time compared to some countries where standards are developed by a committee of scholars and then adopted directly by agencies.
- 3 – Research on the topic of post-tensioned masonry has occurred in several countries by only a few published researchers. Because those international researchers were willing and able to share their work, the US masonry committee was able to obtain enough data to develop a standard. That professional cooperation is continuing.
- 4 – Acceptance by American engineers to post-tensioned masonry has been slow since few universities teach masonry, in general, and almost none teach masonry post-tensioning. Therefore, few projects are ever designed as post-tensioned masonry for public bidding.
- 5 – The limited amount of post-tensioned masonry designs by engineers results in limited opportunities for contractors as well. A few industrious masonry contractors

They could be constructed either with a composite concrete topping or not. Constructed flat, the mild reinforcement was set into channels on the lower face of special blocks or in the head joints of standard units. Generically, prefabricated panels were known as Dox planks taken from the name of the most popular system. Dox planks were discontinued in the 1970s with the introduction of prefabricated, prestressed concrete planks. Figure 8 shows a cross-section of a Dox plank.

On occasions, there is still a need to recreate masonry Dox planks. Figure 9 shows a prefabricated roof panel being lifted. One photograph is inside the fabrication shop and the other is at the site. The panel is a replacement for a roof section of Dox planks from a school that was originally constructed in the 1960s. The overhang of the building is constructed with AAC. The structural portion of the plank is CMU. The replacement is to repair a roof section damaged by a falling tree during a wind storm. Since the Dox planks in the building are architecturally exposed showing the CMU jointing on the underside, the decision was made to replicate the appearance of the original Dox planks for the replacement.

During the damage assessment, it became clear that the original Dox planks sagged due to creep deflection. The planks were 20cm thick, had no topping, and spanned 7.6m. So, the challenge was to provide the appearance of the existing planks, but with a stronger, stiffer section. The choice was made to use a prefabricated panel reinforced with post-tensioning. The masonry units selected were 25cm thick with a 5cm topping slab. See the recess in Figure 9 for the topping. In addition, the panel was cambered for dead load. The tendons were placed near the bottom of the CMU cells and laterally-restrained with grout plugs. Since there are no standards in the United States for horizontally post-tensioned elements, the design used aspects of the current masonry standard wall provisions, precast concrete slab provisions, and first principles.

Currently in the United States, the Prestressed Masonry Subcommittee of the Masonry Standards Committee (TMS 402) is developing code provisions for post-tensioning horizontal elements. New research from Medellín, Columbia is providing some useful data helpful in the development of design criteria for post-tensioning masonry elements including beams and panels.

have discovered the benefits of using post-tensioning and promote its use with their privately negotiated clients. However without many publicly bid projects, there is no concerted effort to train masons in the technology.

SUMMARY

Post-tensioning masonry has many benefits and many opportunities to expand the overall use of masonry. It also is useful as a design

tool to solve some unique engineering projects where precast concrete might otherwise be used as a second choice alternative.

For more technical information and example calculations on post-tensioned masonry in the United States, refer to NCMA TEK Notes "14-20A , Post-tensioned Masonry Wall Design" and "3-14, Post-tensioned Concrete Masonry Wall Construction". These documents are available free as downloads at www.ncma.org. In addition,

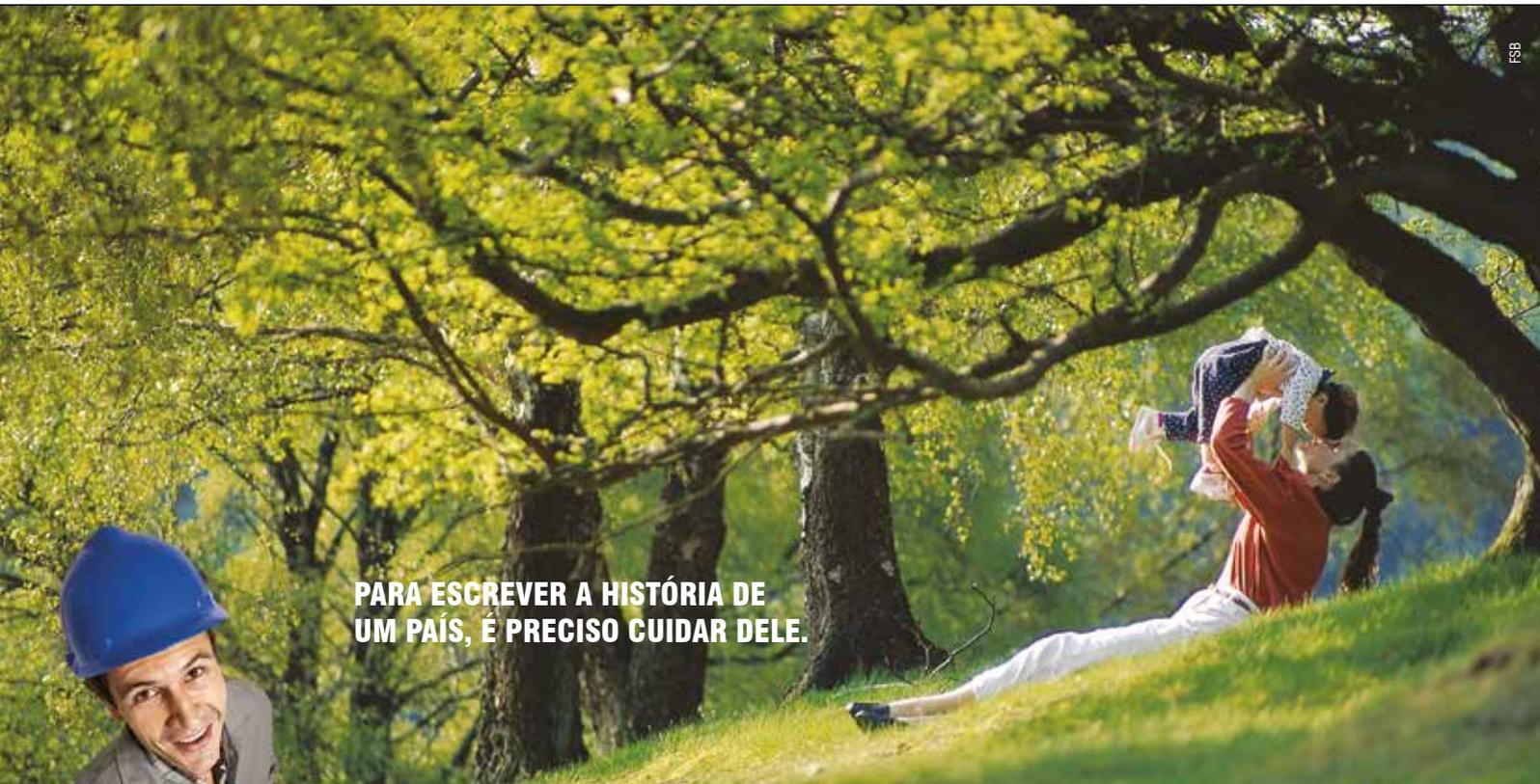
The Masonry Society's Masonry Designers Guide has similar design information (www.masonrysociety.org).

ACKNOWLEDGEMENTS

Hans R. Ganz of VSL Corporation for his research and guidance throughout the US code development for post-tensioned masonry. Professor Arturo Schultz of the University of Minnesota for his review and thoughtful comments, and his on-going research on prestressed masonry. 📧

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [01] Biggs, D.T. and Ganz, H.R., "The Codification of Prestressed Masonry in the United States", Proceedings, Fifth International Masonry Conference, London, UK, October 1998, pp. 363-366
- [02] Schultz, A.E. and Scolforo, M.J., "An Overview of Prestressed Masonry," *TMS Journal*, Vol. 10, No. 1, pp. 6-21, The Masonry Society, Longmont, CO, 1991.
- [03] Schultz, A.E. and Scolforo, M.J., "Engineering Design Provisions for Prestressed Masonry, Part 1: Masonry Stresses," *TMS Journal*, Vol. 10, No. 2, pp. 29-47, The Masonry Society, Longmont, CO, 1992.
- [04] Schultz, A.E., and Scolforo, M.J., "Engineering Design Provisions for Prestressed Masonry, Part 2: Steel Stresses and Other Considerations," *TMS Journal*, Vol. 10, No. 2, pp. 48-64, The Masonry Society, Longmont, CO, 1992.



PARA ESCREVER A HISTÓRIA DE UM PAÍS, É PRECISO CUIDAR DELE.

Para um país crescer, é preciso investimento. Mas é necessário também pensar no meio ambiente, na sociedade e nas futuras gerações.

A indústria do cimento investe em qualidade e utiliza as tecnologias mais avançadas para promover um desenvolvimento sustentável. Colabora ainda para tornar o meio ambiente mais limpo com o co-processamento: a destruição de resíduos industriais e pneus em seus fornos.

Onde tem gente tem cimento.

Projeto e cálculo de uma viga isostática de concreto protendido – Parte II

EVANDRO PORTO DUARTE

ANDRÉ REIS

BRUNO GUIMARÃES

PORTANTE ENGENHARIA

GERALDO FILIZOLA

CERNE ENGENHARIA

N a edição anterior foi mostrado como se calcula as tensões e as perdas imediatas de protensão, são elas: perda por atrito, perda por acomodação da ancoragem e perda por deformação imediata do concreto. Nesta segunda etapa serão apresentadas as perdas lentas (fluência, retração e relaxação do aço), quadro de tensões para o ELS e verificação da ruptura para flexão e cisalhamento.

e) PERDA POR DEFORMAÇÃO LENTA OU FLUÊNCIA DO CONCRETO

$$\Delta \sigma_c(t, t_0) = \alpha_p \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{c, p0g} \quad [82]$$

Onde:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci28}} = \frac{200000}{5600\sqrt{30}} = 6,52 \quad [83]$$

$\varphi(t, t_0)$ – coeficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente, aplicados no instante t_0 ;
 $\sigma_{c, p0g}$ – tensão no concreto, adjacente ao cabo equivalente, provocado pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 , sendo positivo se for de compressão.

De acordo com o item A.2.2.3 da NBR 6118:2014, tem-se a admissão da fluência.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \beta_d \quad [84]$$

$$\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] = 0,8 [1 - 0,82] = 0,144 \quad [85]$$

Sendo:

$$\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \cong \beta_1 = 0,82 \quad [86]$$

$$\beta_1 = e^{\left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{7} \right)^2 \right] \right\}} = e^{\left\{ 0,2 \left[1 - \left(\frac{28}{7} \right)^2 \right] \right\}} = 0,82 \quad [87]$$

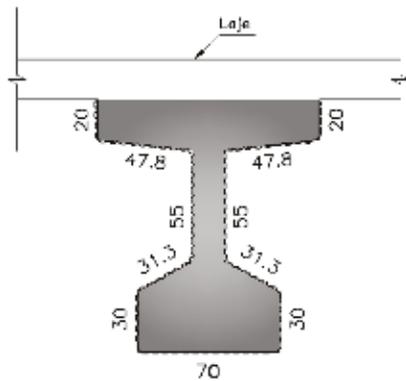
($t=7$ dias e $s=0,2$, para concreto de cimento CPV-ARI, de acordo com o item 12.3.3 NBR 6118:2014).

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \times \varphi_{2c} = 2,5 \times 1,37 = 3,425 \quad [88]$$

Sendo (Figura 11):

$$\varphi_{1c} = 2,5 \quad [89]$$

(Para 70% de umidade e abatimento de 10-15cm - Tabela A1, NBR 6118:2014).



► **Figura 11**

Perímetro da peça em contato com o ar

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} = \frac{42 + 40}{20 + 40} = 1,37 \quad [90]$$

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}} = 1,45 \times \frac{2 \times 0,61}{4,38} = 0,40m \quad [91]$$

$$u_{ar} = \left(20 + 47,8 + 55 + 31,3 + 30 + \frac{70}{2} \right) \times 2 = 438cm = 4,38m \quad [92]$$

$$\gamma = 1 + e^{(-7,8+0,1u)} = 1 + e^{(-7,8+0,1 \times 70)} = 1,45 \quad [93]$$

$$A_c = 0,61m^2 \quad [94]$$

$$u_{ar} = (0,70 + 0,30 \times 2 + 0,31 \times 2 + 0,55 \times 2 + 0,48 \times 2) = 3,98m \quad [95]$$

$$\beta_f(t) - \beta_f(t_0) = 0,98 - 0,19 = 0,79 \quad [96]$$

Sabendo que:

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D} \quad [97]$$

$$A = 42h_{fic}^3 - 350h_{fic}^2 + 588h_{fic} + 113 \quad [98]$$

$$B = 768h_{fic}^3 - 3060h_{fic}^2 + 3234h_{fic} - 23 \quad [99]$$

$$C = -200h_{fic}^3 + 13h_{fic}^2 + 1090h_{fic} + 183 \quad [100]$$

$$D = 7579h_{fic}^3 - 31916h_{fic}^2 + 35343h_{fic} + 1931 \quad [101]$$

Para $t = 10000$ dias

$$\beta_f(t) = 0,97 \quad [102]$$

Para $t = 7$ dias

$$\beta_f(t_0) = 0,19 \quad [103]$$

Esses parâmetros também podem ser obtidos através do ábaco da figura A2 da NBR6118:2014.

$$\varphi_{dco} = 0,4 \quad [104]$$

$$\beta_{d(t)} = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70} = \frac{10000 - 7 + 20}{10000 - 7 + 70} = 0,95 \quad [105]$$

$$\varphi_{(t,t_0)} = 0,144 + 3,425(0,97 - 0,19)0,4 \times 0,95 = 3,21 \quad [106]$$

Para a seção 1:

$$N_p = \frac{1265 \times 35}{10} = 4428kN \quad [107]$$

$$M = M_{pp} + M_{sp} + N_p \times e \quad [108]$$

$$M = 0 - 4428 \times 0 = 0 \text{ kN.m} \quad [109]$$

$$\sigma_{c,p0g} = \frac{4428}{0,61} - \frac{0 \times 0}{0,12} = \frac{7259}{1000} \text{ kN / m}^2 = 7,26 \text{ MPa} \quad [110]$$

$$\Delta\sigma_c(\infty, t_0) = \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,p0g} \quad [111]$$

$$\Delta\sigma_c(\infty, 7) = 6,52 \times 3,21 \times 7,27 = 152 \text{ MPa} \quad [112]$$

Para a seção 2:

$$N_p = \frac{1272 \times 35}{10} = 4452 \text{ kN} \quad [113]$$

$$M = M_{pp} + M_{sp} + N_p \times e \quad [114]$$

$$M = 465 + 243 - 4452 \times 0,13 = 129 \text{ kN.m} \quad [115]$$

$$\sigma_{c,p0g} = \frac{4452}{0,61} - \frac{129 \times 0,13}{0,12} = \frac{7159}{1000} \text{ kN / m}^2 = 7,16 \text{ MPa} \quad [116]$$

$$\Delta\sigma_c(\infty, t_0) = \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,p0g} \quad [117]$$

$$\Delta\sigma_c(\infty, 7) = 6,52 \times 3,21 \times 7,16 = 150 \text{ MPa} \quad [118]$$

Para a seção 3:

$$N_p = \frac{1278 \times 35}{10} = 4473 \text{ kN} \quad [119]$$

$$M = M_{pp} + M_{sp} + N_p \times e \quad [120]$$

$$M = 827 + 433 - 4473 \times 0,27 = 52 \text{ kN.m} \quad [121]$$

$$\sigma_{c,p0g} = \frac{4473}{0,61} - \frac{52 \times 0,27}{0,12} = \frac{7216}{1000} \text{ kN / m}^2 = 7,22 \text{ MPa} \quad [122]$$

$$\Delta\sigma_c(\infty, t_0) = \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,p0g} \quad [123]$$

$$\Delta\sigma_c(\infty, 7) = 6,52 \times 3,21 \times 7,22 = 151 \text{ MPa} \quad [124]$$

Para a seção 4:

$$N_p = \frac{1282 \times 35}{10} = 4487 \text{ kN} \quad [125]$$

$$M = M_{pp} + M_{sp} + N_p \times e \quad [126]$$

$$M = 1086 + 568 - 4487 \times 0,39 = -96 \text{ kN.m} \quad [127]$$

$$\sigma_{c,p0g} = \frac{4487}{0,61} - \frac{-96 \times 0,39}{0,12} = \frac{7668}{1000} \text{ kN / m}^2 = 7,67 \text{ MPa} \quad [128]$$

$$\Delta\sigma_c(\infty, t_0) = \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,p0g} \quad [129]$$

$$\Delta\sigma_c(\infty,7) = 6,52 \times 3,21 \times 7,67 = 161 \text{ MPa} \quad [130]$$

Para a seção 5:

$$N_p = \frac{1285 \times 35}{10} = 4498 \text{ kN} \quad [131]$$

$$M = M_{pp} + M_{sp} + N_p \times e \quad [132]$$

$$M = 1241 + 649 - 4498 \times 0,51 = -404 \text{ kN.m} \quad [133]$$

$$\sigma_{c,p0g} = \frac{4498}{0,61} - \frac{-404 \times 0,51}{0,12} = \frac{9091}{1000} \text{ kN/m}^2 = 9,09 \text{ MPa} \quad [134]$$

$$\Delta\sigma_c(\infty, t_0) = \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \sigma_{c,p0g} \quad [135]$$

$$\Delta\sigma_c(\infty, 7) = 6,52 \times 3,21 \times 9,09 = 190 \text{ MPa} \quad [136]$$

Para a seção 6:

$$N_p = \frac{1297 \times 35}{10} = 4540 \text{ kN} \quad [137]$$

$$M = M_{pp} + M_{sp} + N_p \times e \quad [138]$$

$$M = 1293 + 676 - 4540 \times 0,56 = -573 \text{ kN.m} \quad [139]$$

$$\sigma_{c,p0g} = \frac{4540}{0,61} - \frac{-573 \times 0,56}{0,12} = \frac{10117}{1000} \text{ kN/m}^2 = 10,12 \text{ MPa} \quad [140]$$

$$\Delta\sigma_c(\infty, t_0) = \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \sigma_{c,p0g} \quad [141]$$

$$\Delta\sigma_c(\infty, 7) = 6,52 \times 3,21 \times 10,12 = 212 \text{ MPa} \quad [142]$$

f) RETRAÇÃO

$$\Delta\sigma_s(t, t_0) = \varepsilon_{cs}(t, t_0) E_p \quad [143]$$

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cso} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad [144]$$

$$\varepsilon_{cso} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} \quad [145]$$

$$\varepsilon_{1s} = -6,2 \times 10^{-4} \quad [146]$$

(Baseado na tabela A1 da NBR 6118:2014, considerando umidade=70% e abatimento de 10-15).

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2h_{fic}}{20,8 + 3h_{fic}} = \frac{33 + 2 \times 40}{20,8 + 3 \times 40} = 0,80 \quad [147]$$

$$\varepsilon_{cso} = -6,2 \times 10^{-4} \times 0,80 = -4,96 \times 10^{-4} \quad [148]$$

$$\beta_s(t) - \beta_s(t_0) = 1,00 - 0,03 = 0,97 \quad [149]$$

Sabendo que:

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t}{100}\right) + E} \quad [150]$$

$$A = 40$$

[151]

$$B = 116h_{fic}^3 - 282h_{fic}^2 + 220h_{fic} - 4,8$$

[152]

$$C = 2,5h_{fic}^3 - 8,8h_{fic} + 40,7$$

[153]

$$D = -75h_{fic}^3 + 585h_{fic}^2 + 496h_{fic} - 6,8$$

[154]

$$E = -169h_{fic}^4 + 88h_{fic}^3 + 584h_{fic}^2 - 39h_{fic} + 0,8$$

[155]

Para $t = 10000$ dias

$$\beta_s(t) = 1,00$$

[156]

Para $t = 7$ dias

$$\beta_s(t_0) = 0,03$$

[157]

Esses parâmetros também podem ser obtidos através do ábaco da figura A3 da NBR6118:2014.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = -4,96 \times 10^{-4} (1 - 0,03) = -4,81 \times 10^{-4}$$

[158]

$$\Delta\sigma = \varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p = -4,81 \times 10^{-4} \times 200000 = -96 \text{ MPa}$$

[159]

Seções de 1 a 6,

$$\Delta\sigma = -96 \text{ MPa}$$

[160]

G) RELAXAÇÃO DO AÇO

$$\Psi(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{pi}}$$

[161]

Admitindo-se:

$$\sigma_{pi} \cong 0,7 f_{ptk}$$

[162]

Para o aço CP190RB,

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$$

[163]

De acordo com tabela 8.4 da NBR6118:2014,

$$\Psi_{1000} = 2,5\%$$

[164]

$$\Psi_{\infty} = 2,5\Psi_{1000} = 2,5 \frac{2,5}{1000} = 0,0625$$

[165]

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \Psi_{\infty} \sigma_{pi} = 0,0625 \times 1406 = 88 \text{ MPa}$$

[166]

Seções de 1 a 6,

$$\Delta\sigma = 88 \text{ MPa}$$

[167]

H) PERDAS EM CONJUNTO

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) E_p - \alpha_p \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{c,p0g} - \sigma_{p0} \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \times \alpha_p \times \eta \times \rho_p}$$

[168]

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0)$$

[169]

$$\chi(t, t_0) = -\ln(1 - \Psi(t, t_0))$$

[170]

$$\chi(t, t_0) = -\ln(1 - 0,0625) = 0,065 \quad [171]$$

$$\chi_p = 1 + 0,065 = 1,065 \quad [172]$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \times j(t, t_0) \quad [173]$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \times 3,21 = 2,605 \quad [174]$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci,28}} = \frac{200000}{5600\sqrt{30}} = 6,52 \quad [175]$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{7 \times 5}{0,61 \times 10000} = 5,74 \times 10^{-3} \quad [176]$$

Para a seção 1:

$$\sum \Delta\sigma = \varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{c,p0g} - \sigma_{p0}\chi(t, t_0) \quad [177]$$

$$\sum \Delta\sigma = -96 - 152 - 1406 \times 0,065 = -339 \text{ MPa} \quad [178]$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_c} \quad [179]$$

$$\eta = 1 + 0^2 \times \frac{0,61}{0,12} = 1 \quad [180]$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \frac{-339}{1,065 + 2,605 \times 6,52 \times 1,00 \times 5,74 \times 10^{-3}} \quad [181]$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = -291 \text{ MPa} \quad [182]$$

Para a seção 2:

$$\sum \Delta\sigma = \varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{c,p0g} - \sigma_{p0}\chi(t, t_0) \quad [183]$$

$$\sum \Delta\sigma = -96 - 150 - 1406 \times 0,065 = -337 \text{ MPa} \quad [184]$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_c} \quad [185]$$

$$\eta = 1 + 0,13^2 \times \frac{0,61}{0,12} = 1,086 \quad [186]$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \frac{-337}{1,065 + 2,605 \times 6,52 \times 1,086 \times 5,74 \times 10^{-3}} \quad [187]$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = -288 \text{ MPa} \quad [188]$$

Para a seção 3:

$$\sum \Delta\sigma = \varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - \alpha_p \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{c,p0g} - \sigma_{p0}\chi(t, t_0) \quad [189]$$

$$\sum \Delta\sigma = -96 - 151 - 1406 \times 0,065 = -338 \text{ MPa} \quad [190]$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_c} \quad [191]$$

$$\eta = 1 + 0,27^2 \times \frac{0,61}{0,12} = 1,371 \quad [192]$$

► Quadro 13 – Resumo das perdas

		S1 (MPa)	S2 (MPa)	S3 (MPa)	S4 (MPa)	S5 (MPa)	S6 (MPa)
Perdas imediatas	Após perda por atrito	1406	1398	1390	1382	1371	1355
	Após perda por cravação	1286	1294	1302	1310	1321	1337
	Após perda por def. imed.	1265	1272	1278	1282	1285	1297
Perdas lentas	Perda por fluência	152	150	151	161	190	212
	Perda por retração	-96	-96	-96	-96	-96	-96
	Perda por relaxação	88	88	88	88	88	88
	Σ (fluên. + retr. + relax.)	-336	-334	-335	-345	-374	-396
	Perda em conjunto	-291	-288	-282	-281	-292	-303
σ_t	σ_p imediata + $\Delta\sigma$ perda conjunto	974	984	996	1001	993	994

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \frac{-338}{1,065 + 2,605 \times 6,52 \times 1,371 \times 5,74 \times 10^{-3}} \quad [193]$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = -282 \text{ MPa} \quad [194]$$

Para a seção 4:

$$\sum \Delta\sigma = \varepsilon_{cs}(t, t_0) E_p - \alpha_p \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{c,p0g} - \sigma_{p0} \lambda(t, t_0) \quad [195]$$

$$\sum \Delta\sigma = -96 - 161 - 1406 \times 0,065 = -348 \text{ MPa} \quad [196]$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_c} \quad [197]$$

$$\eta = 1 + 0,39^2 \times \frac{0,61}{0,12} = 1,773 \quad [198]$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \frac{-348}{1,065 + 2,605 \times 6,52 \times 1,773 \times 5,74 \times 10^{-3}} \quad [199]$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = -281 \text{ MPa} \quad [200]$$

Para a seção 5:

$$\sum \Delta\sigma = \varepsilon_{cs}(t, t_0) E_p - \alpha_p \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{c,p0g} - \sigma_{p0} \lambda(t, t_0) \quad [201]$$

$$\sum \Delta\sigma = -96 - 190 - 1406 \times 0,065 = -377 \text{ MPa} \quad [202]$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_c} \quad [203]$$

$$\eta = 1 + 0,51^2 \times \frac{0,61}{0,12} = 2,322 \quad [204]$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \frac{-377}{1,065 + 2,605 \times 6,52 \times 2,322 \times 5,74 \times 10^{-3}} \quad [205]$$

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = -292 \text{ MPa} \quad [206]$$

Para a seção 6:

$$\sum \Delta\sigma = \varepsilon_{cs}(t, t_0) E_p - \alpha_p \times \varphi(t, t_0) \times \sigma_{c,p0g} - \sigma_{p0} \lambda(t, t_0) \quad [207]$$

$$\sum \Delta \sigma = -96 - 212 - 1406 \times 0,065 = -399 \text{ MPa} \quad [208]$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_c} \quad [209]$$

$$\eta = 1 + 0,56^2 \times \frac{0,61}{0,12} = 2,594 \quad [210]$$

$$\sum \Delta \sigma = \frac{-399}{1,065 + 2,605 \times 6,52 \times 2,594 \times 5,74 \times 10^{-3}} \quad [211]$$

$$\Delta \sigma_{pr}(t, t_0) = -303 \text{ MPa} \quad [212]$$

Logo, os valores das tensões depois das perdas imediatas e a queda devido às perdas lentas nas seções são as do Quadro 13.

i) TENSÕES DE PROTENSÃO

i i) Depois das perdas imediatas e valores provenientes das perdas lentas

Seção 1:

$$e = 0,00 \text{ m} \quad [213]$$

$$N_i = 1265 \times \frac{35}{10} = 4428 \text{ kN} \quad [214]$$

$$\Delta N = -291 \times \frac{35}{10} = -1019 \text{ kN} \quad [215]$$

Seção 2:

$$e = 0,13 \text{ m} \quad [216]$$

$$N_i = 1272 \times \frac{35}{10} = 4452 \text{ kN} \quad [217]$$

$$\Delta N = -288 \times \frac{35}{10} = -1008 \text{ kN} \quad [218]$$

Seção 3:

$$e = 0,27 \text{ m} \quad [219]$$

$$N_i = 1278 \times \frac{35}{10} = 4473 \text{ kN} \quad [220]$$

$$\Delta N = -282 \times \frac{35}{10} = -987 \text{ kN} \quad [221]$$

Seção 4:

$$e = 0,39 \text{ m} \quad [222]$$

$$N_i = 1282 \times \frac{35}{10} = 4487 \text{ kN} \quad [223]$$

$$\Delta N = -281 \times \frac{35}{10} = -984 \text{ kN} \quad [224]$$

Seção 5:

$$e = 0,51 \text{ m} \quad [225]$$

$$N_i = 1285 \times \frac{35}{10} = 4498 \text{ kN} \quad [226]$$

$$\Delta N = -292 \times \frac{35}{10} = -1022 \text{ kN} \quad [227]$$

Seção 6:

$$e = 0,56 \text{ m} \quad [228]$$

$$N_i = 1297 \times \frac{35}{10} = 4540 \text{ kN} \quad [229]$$

$$\Delta N = -303 \times \frac{35}{10} = -1061 \text{ kN} \quad [230]$$

Dados da seção:

$$S = 0,61 \text{ m}^2 \quad W_i = 0,18 \text{ m}^3 \quad W_s = 0,21 \text{ m}^3 \quad [231]$$

Valores das tensões:

Seção 1:

$$\eta_i = \frac{4428}{0,61} + \frac{4428 \times 0,00}{0,18} = 7,26 \text{ MPa} \quad [232]$$

$$\eta_s = \frac{4428}{0,61} - \frac{4428 \times 0,00}{0,21} = 7,26 \text{ MPa} \quad [233]$$

$$\Delta \eta_i = -\frac{1019}{0,61} - \frac{1019 \times 0,00}{0,18} = -1,67 \text{ MPa} \quad [234]$$

$$\eta_s = -\frac{1019}{0,61} + \frac{1019 \times 0,00}{0,21} = -1,67 \text{ MPa} \quad [235]$$

Seção 2:

$$\eta_i = \frac{4452}{0,61} + \frac{4452 \times 0,13}{0,18} = 10,51 \text{ MPa} \quad [236]$$

$$\eta_s = \frac{4452}{0,61} - \frac{4452 \times 0,13}{0,21} = 4,54 \text{ MPa} \quad [237]$$

$$\Delta \eta_i = -\frac{1008}{0,61} - \frac{1008 \times 0,13}{0,18} = -2,38 \text{ MPa} \quad [238]$$

$$\Delta \eta_s = -\frac{1008}{0,61} + \frac{1008 \times 0,13}{0,21} = -1,03 \text{ MPa} \quad [239]$$

Seção 3:

$$\eta_i = \frac{4473}{0,61} + \frac{4473 \times 0,27}{0,18} = 14,04 \text{ MPa} \quad [240]$$

$$\eta_s = \frac{4473}{0,61} - \frac{4473 \times 0,27}{0,21} = 1,58 \text{ MPa} \quad [241]$$

$$\Delta \eta_i = -\frac{987}{0,61} - \frac{987 \times 0,27}{0,18} = -3,10 \text{ MPa} \quad [242]$$

$$\Delta \eta_s = -\frac{987}{0,61} + \frac{987 \times 0,27}{0,21} = -0,35 \text{ MPa} \quad [243]$$

Seção 4:

$$\eta_i = \frac{4487}{0,61} + \frac{4487 \times 0,39}{0,18} = 17,08 \text{ MPa} \quad [244]$$

$$\eta_s = \frac{4487}{0,61} - \frac{4487 \times 0,39}{0,21} = -0,98 \text{ MPa} \quad [245]$$

$$\Delta \eta_i = -\frac{984}{0,61} - \frac{984 \times 0,39}{0,18} = -3,75 \text{ MPa} \quad [246]$$

$$\Delta \eta_s = -\frac{984}{0,61} + \frac{984 \times 0,39}{0,21} = 0,21 \text{ MPa} \quad [247]$$

Seção 5:

$$\eta_i = \frac{4498}{0,61} + \frac{4498 \times 0,51}{0,18} = 20,12 \text{ MPa} \quad [248]$$

► Quadro 14 – Quadro de tensões

	S1 (MPa)				S2 (MPa)			
	σ_i	$\Sigma\sigma_i$	σ_s	$\Sigma\sigma_s$	σ_i	$\Sigma\sigma_i$	σ_s	$\Sigma\sigma_s$
pp	0,00	0,00	0,00	0,00	-2,58	-2,58	2,21	2,21
prot _i	7,26	7,26	7,26	7,26	10,51	7,93	4,54	6,75
sp	0,00	7,26	0,00	7,26	-1,35	6,58	1,16	7,91
sa	0,00	7,26	0,00	7,26	-3,38	3,20	2,90	10,81
perdas	-1,67	5,59	-1,67	5,59	-2,38	0,82	-1,03	9,78

	S3 (MPa)				S4 (MPa)			
	σ_i	$\Sigma\sigma_i$	σ_s	$\Sigma\sigma_s$	σ_i	$\Sigma\sigma_i$	σ_s	$\Sigma\sigma_s$
pp	-4,59	-4,59	3,94	3,94	-6,03	-6,03	5,17	5,17
prot _i	14,04	9,45	1,58	5,52	17,08	11,05	-0,98	4,19
sp	-2,41	7,04	2,06	7,58	-3,16	7,89	2,70	6,89
sa	-6,01	1,03	5,15	12,73	-7,89	0,00	6,76	13,65
perdas	-3,10	-2,07	-0,35	12,38	-3,75	-3,75	0,21	13,86

	S5 (MPa)				S6 (MPa)			
	σ_i	$\Sigma\sigma_i$	σ_s	$\Sigma\sigma_s$	σ_i	$\Sigma\sigma_i$	σ_s	$\Sigma\sigma_s$
pp	-6,89	-6,89	5,91	5,91	-7,18	-7,18	6,16	6,16
prot _i	20,12	13,23	-3,55	2,36	21,57	14,39	-4,66	1,50
sp	-3,61	9,62	3,09	5,45	-3,76	10,63	3,22	4,72
sa	-9,01	0,61	7,72	13,17	-9,39	1,24	8,05	12,77
perdas	-4,57	-3,96	0,81	13,98	-5,04	-3,80	1,09	13,86

$$\eta_s = \frac{4498}{0,61} - \frac{4498 \times 0,51}{0,21} = -3,55 \text{ MPa} \quad [249]$$

$$\Delta\eta_i = -\frac{1061}{0,61} - \frac{1061 \times 0,56}{0,18} = -5,04 \text{ MPa} \quad [254]$$

$$\Delta\eta_i = -\frac{1022}{0,61} - \frac{1022 \times 0,51}{0,18} = -4,57 \text{ MPa} \quad [250]$$

$$\Delta\eta_s = -\frac{1061}{0,61} + \frac{1061 \times 0,56}{0,21} = 1,09 \text{ MPa} \quad [255]$$

$$\Delta\eta_s = -\frac{1022}{0,61} + \frac{1022 \times 0,51}{0,21} = 0,81 \text{ MPa} \quad [251]$$

J) QUADRO FINAL DE TENSÕES

Assim, apresentam-se no Quadro 14 os valores finais de tensões.

Seção 6:

$$\eta_i = \frac{4540}{0,61} + \frac{4540 \times 0,56}{0,18} = 21,57 \text{ MPa} \quad [252]$$

Lembrando que a classe de agressividade ambiental considerada foi CCA II e a protensão é pós-tração. Então, de acordo com tabela 13.4 (NBR6118:14), a exigência de durabilidade relacionada à fissuração e a proteção da armadura é ELS-W wk ≥ 0,2mm. Sendo este verificado pela combinação frequente.

$$\eta_s = \frac{4540}{0,61} - \frac{4540 \times 0,56}{0,21} = -4,66 \text{ MPa} \quad [253]$$

Os carregamentos são classificados pelas ações da seguinte forma:

- ▶ Peso próprio (permanente direta);
- ▶ Sobrecarga permanente (permanente direta);
- ▶ Protensão (permanente indireta);
- ▶ Sobrecarga acidental (variável direta);
- ▶ Perda de protensão (permanente indireta).

Com os dados obtidos do quadro de tensões, analisa-se para a combinação.

Quase permanente (Quadro 15).

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{qj,k} \quad [256]$$

Como pode se observar, o menor valor encontrado é $F_{d,ser} = 1,5 \text{ MPa}$. Ou seja, a peça encontra-se comprimida para tal combinação. O maior valor encontrado é de $F_{d,ser} = 14,39 \text{ MPa}$, que é inferior ao valor de $0,5 fck = 0,5 \times 30 = 15 \text{ MPa}$.

As tensões de protensão no bordo inferior na fase $pp + 1,1 \times prot_i$ devem estar limitadas a $0,7 \times fck = 21 \text{ MPa}$, onde a maior compressão nesta etapa foi para seção S6:

$$e = 0,56 \text{ m} \quad [257]$$

$$N_i = 1355 \times \frac{35}{10} = 4743 \text{ kN} \quad [258]$$

$$\eta_i = \frac{4743}{0,61} + \frac{4743 \times 0,56}{0,18} = 22,53 \text{ MPa} \quad [259]$$

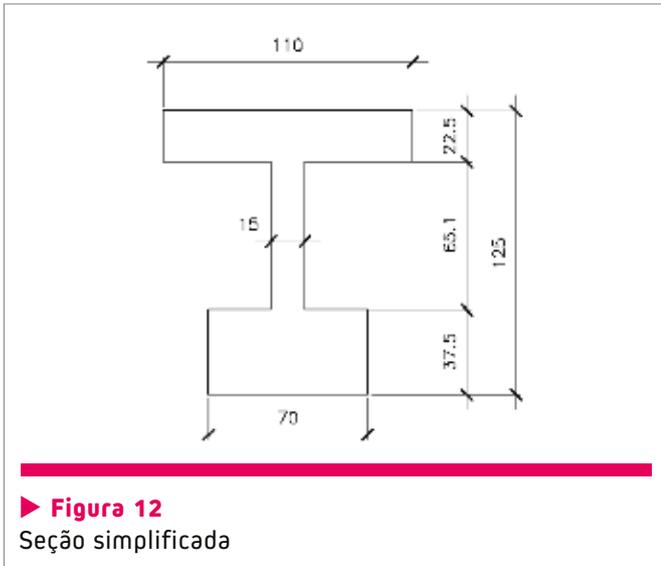
$$\sigma_i = -7,18 + 1,1 \times 22,53 = 17,60 \text{ MPa} \quad [260]$$

▶ Quadro 15 – Quadro de tensões para combinação quase permanente

	S1 (MPa)				S2 (MPa)			
	σ_i	$\Sigma\sigma_i$	σ_s	$\Sigma\sigma_s$	σ_i	$\Sigma\sigma_i$	σ_s	$\Sigma\sigma_s$
pp	0,00	0,00	0,00	0,00	-2,58	-2,58	2,21	2,21
prot _i	7,26	7,26	7,26	7,26	10,51	7,93	4,54	6,75
sp	0,00	7,26	0,00	7,26	-1,35	6,58	1,16	7,91
sa	0,00	7,26	0,00	7,26	-1,01	5,57	0,87	8,78
perdas	-1,67	5,59	-1,67	5,59	-2,38	3,19	-1,03	7,75

	S3 (MPa)				S4 (MPa)			
	σ_i	$\Sigma\sigma_i$	σ_s	$\Sigma\sigma_s$	σ_i	$\Sigma\sigma_i$	σ_s	$\Sigma\sigma_s$
pp	-4,59	-4,59	3,94	3,94	-6,03	-6,03	5,17	5,17
prot _i	14,04	9,45	1,58	5,52	17,08	11,05	-0,98	4,19
sp	-2,41	7,04	2,06	7,58	-3,16	7,89	2,70	6,89
sa	-1,80	5,24	1,55	9,13	-2,37	5,52	2,03	8,92
perdas	-3,10	2,14	-0,35	8,78	-3,75	1,78	0,21	9,13

	S5 (MPa)				S6 (MPa)			
	σ_i	$\Sigma\sigma_i$	σ_s	$\Sigma\sigma_s$	σ_i	$\Sigma\sigma_i$	σ_s	$\Sigma\sigma_s$
pp	-6,89	-6,89	5,91	5,91	-7,18	-7,18	6,16	6,16
prot _i	20,12	13,23	-3,55	2,36	21,57	14,39	-4,66	1,50
sp	-3,61	9,62	3,09	5,45	-3,76	10,63	3,22	4,72
sa	-2,70	6,92	2,32	7,77	-2,82	7,81	2,42	7,14
perdas	-4,57	2,35	0,81	8,57	-5,04	2,77	1,09	8,22



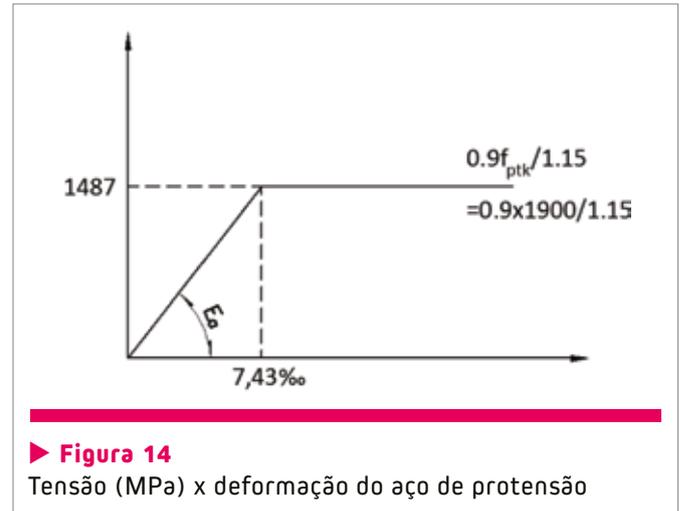
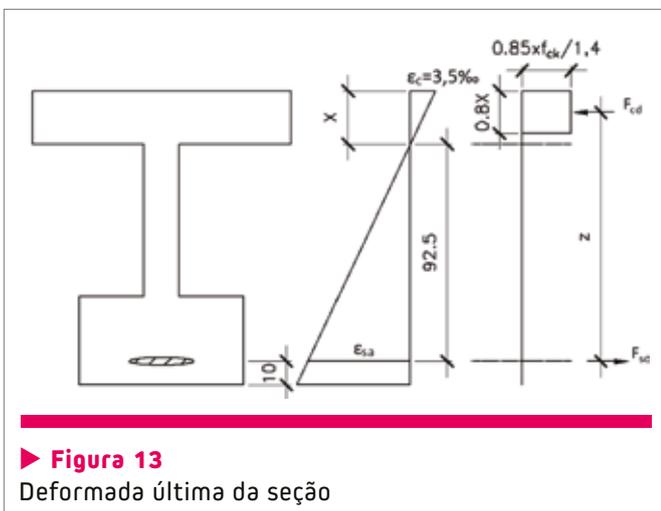
Atende à compressão para combinação rara, já que $17,6\text{MPa} \leq 21\text{MPa}$.

κ) ESTADOS LIMITE ÚLTIMO PARA FLEXÃO

No estado da arte atual as peças de concreto armado e de concreto protendido têm o mesmo tratamento no estado limite último, sendo tratadas como concreto estrutural.

Podemos fazer o mesmo dimensionamento através deste estado limite último, porém admitimos que didaticamente é mais visível fisicamente, para os iniciantes no tema, o modo de predimensionar a peça de concreto protendido no estado elástico. A partir desta visão poder-se-á percorrer o dimensionamento de uma peça qualquer em um estado qualquer de fissuração no ELU com uma visão melhor deste comportamento.

No caso presente de uma viga normalmente armada podemos de um modo prático tirar partido imediato das tabelas



usuais de flexão no ELU para fazermos a verificação desta peça, já que o predimensionamento foi feito no ELU de utilização.

ELU: combinação última normal

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{G i,k} + \gamma_g \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{q j,k} \right] \quad [261]$$

Como só há uma ação variável, a 2ª parcela entre colchetes é destacada. De acordo com a tabela 11.1 da NBR 6118:2014, a carga permanente para peças pré-moldadas pode ser reduzida para 1,3. Portanto, temos a seguinte combinação:

$$M_d = 1,3PP + 1,4SP + 1,5\text{variável} \quad [262]$$

$$M_d = 1,3 \times 1293 + 1,4 \times 676 + 1,5 \times 1690 = 5162,3 \text{ kN.m} \quad [263]$$

Para este exemplo viabilizar vamos adotar um $f_{ck} = 35\text{MPa}$. Cálculo do pré-alongamento da armadura:

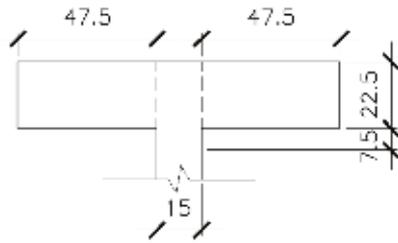
$$\varepsilon_{sp} = \frac{\sigma_f}{E_p} = \frac{994}{200000} = 4,97 \text{ ‰} \quad [264]$$

Deformação para a seção s6 (Figuras 12, 13 e 14).

Tentativa de giro da seção:

Escolha de $x = 22,5\text{cm}$:

$$M_u = F_{cd} \times z = F_{sd} \times z \quad [265]$$



► **Figura 15**
Seção Tê

Deformação final do aço:

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_a + \varepsilon_{sa} \quad [266]$$

$$\varepsilon_{st} = 4,97 + \frac{(125 - 22,5 - 10) \times 3,5}{22,5} \% \quad [267]$$

$$\varepsilon_{st} = 4,97 + 14,4 \gg 10,0 \% \quad [268]$$

Tentativa para $x = 30,0\text{cm}$ (Figura 15).
Deformação final do aço:

$$\varepsilon_{st} = 4,97 + \frac{(125 - 30 - 10) \times 3,5}{30} \% \quad [269]$$

$$\varepsilon_{st} = 4,97 + 9,92 \gg 14,9 \% \quad [270]$$

Sendo:

$$\varepsilon_{st} = 14,9 \% > 7,43 \% \quad [271]$$

então,

$$f_{sa} = 1487\text{MPa} \quad [272]$$

$$F_{sd} = 1487 \times 35 \times 0,987 \div 10 = 5137\text{kN} \quad [273]$$

$$F_{cd} = 0,85 \times \frac{35000}{1,4} \times (0,8 \times 0,3 \times 0,15 + 0,95 \times 0,225) \quad [274]$$

$$F_{cd} = 76,5 + 454,2 = 5307\text{kN} \quad [275]$$

$$z = 125 - 10 - 0,4x = 115 - 0,4 \times 30 = 103\text{cm} \quad [276]$$

$$M_{ud} = 5137 \times 1,03 = 5291\text{kN.m} > 5162\text{kN.m} \quad [277]$$

$$A_p = \frac{F_{cd}}{f_{sa}} = \frac{5307}{1487} \times 10 = 35,9\text{cm}^2 > 35\text{cm}^2 \text{ existente} \quad [278]$$

Logo, precisa-se de aço doce:

$$\frac{(35,9 - 35) \times 1487 / 10}{43,5} = 3,1\text{cm}^2 \quad [279]$$

Adotar armadura mínima de aço CA-50.

$$A_{s_{min}} = \frac{0,164}{100} \times 0,61 \times 10000 = 10\text{cm}^2 \quad [280]$$

$$M_{d_{min}} = 0,8 \times W_0 \times f_{ctk, sup} \quad [281]$$

$$M_{d_{min}} = 0,8 \times 0,18 \times (1,3 \times 0,3 \times 35^{2/3}) = 601\text{kN.m} \quad [282]$$

$$A_{s_{min}} = \frac{601}{1,03 \times 43,5} = 13,41\text{cm}^2 \quad [283]$$

Adotamos:

$$7\phi 16\text{mm} (14,0\text{cm}^2) \quad [284]$$

Na prática, podemos fazer o cálculo simples, da cunha de tração, para verificar se os resultados obtidos são coerentes (Figura 16). Os dados considerados foram do quadro final de tensões.

$$F_d = \frac{3800}{2} \times 0,7 \times 0,27 = 359,1 \text{ kN} \quad [285]$$

$$S_f = \frac{F_d}{f_{yd}} = \frac{1,4 \times 359,1}{43,45} = 11,57 \text{ cm}^2 \quad [286]$$

Equivalente à:

$$6 \phi 16 \text{ mm} (12,0 \text{ cm}^2) \quad [287]$$

ESTADOS LIMITE ÚLTIMO PARA CISCALHAMENTO

Seção s1:

$$P_p = V = 199 \text{ kN} \quad [288]$$

$$S_p = V = 104 \text{ kN} \quad [289]$$

$$S_Q = V = 260 \text{ kN} \quad [290]$$

- Cortante de protensão:

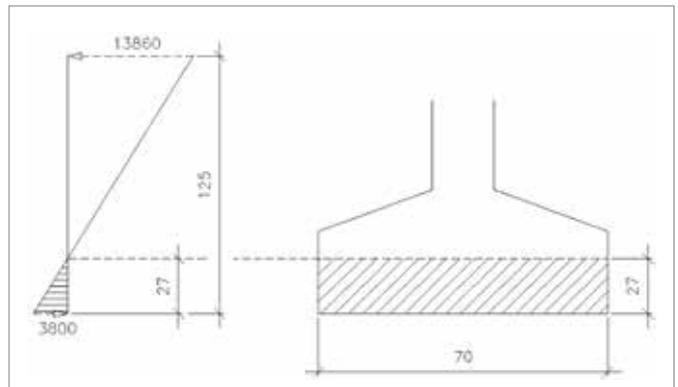
Inclinação do lado médio:

$$\alpha = 2,9^\circ \quad [291]$$

Tensão média nos cabos após todas as perdas:

$$\sigma = -1265 \text{ Mpa} \quad [292]$$

$$\Delta \sigma = 291 \text{ Mpa} \quad [293]$$



► **Figura 16**
Cunha de tração

Cortante de protensão:

$$N_p = 5 \times 7 \times 0,987 \times \frac{-1265}{10} = -4428 \text{ kN} \quad [294]$$

$$\Delta N_p = 5 \times 7 \times 0,987 \times \frac{291}{10} = 1019 \text{ kN} \quad [295]$$

$$V_p = -4428 \times \text{sen} 2,9^\circ = -224 \text{ kN} \quad [296]$$

$$\Delta V_p = 1019 \times \text{sen} 2,9^\circ = 52 \text{ kN} \quad [297]$$

$$V_{sd} = 1,3PP + 0,9\text{prot} + 1,4SP + 1,2\text{perdas} + 1,5\text{variável} \quad [298]$$

$$V_{sd} = 1,3 \times 199 + 0,9 \times (-224) + 1,4 \times 104 + 1,2 \times 52 + 1,5 \times 260 = 655 \text{ kN} \quad [299]$$

Verificação compressão biela:

$$V_{Rd2} > V_{sd} \quad [300]$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \quad [301]$$

$$\alpha_{v2} = 1 - f_{ck} / 250 = 1 - 35 / 250 = 0,86 \quad [302]$$

$$f_{cd} = 35000 / 1,4 = 25000 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad [303]$$

$$d = 1,15 \text{ m} \quad [304]$$

$$b_w = 0,15 - \frac{1}{2} \times 0,05 = 0,125 \text{ m} \quad [305]$$

Quando,

$$\emptyset > \frac{b_w}{8} \quad [306]$$

, devem ser descontadas as bainhas

$$(b_w - 1/2 \sum \emptyset) \quad [307]$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,86 \times 25000 \times 0,125 \times 1,15 = 835 \text{ kN} \quad [308]$$

$$V_{Rd2} > V_{sd} \quad [309]$$

Condição atendida!

É lícito usar altura no meio do vão. Deve-se verificar se existe armadura na borda tracionada que atende o item 17.4.1.2.2 da NBR 6118:2014.

Item 17.4.1.2.2.

$$A_p \times f_{pyd} + A_s \times f_{yd} > V_{sd} \quad [310]$$

Admitindo 1 cabo

$$7 \times 0,987 \times \frac{1900 / 10 \times 0,74}{1,15} + A_s \times f_{yd} > 655 \text{ kN} \quad [311]$$

$$A_s \times f_{yd} > -190 \text{ kN} \quad [312]$$

Não é necessário armadura aço doce, mas é sempre recomendável.

Cálculo da armadura:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad [313]$$

Logo,

$$V_{sw} = V_{Rd3} - V_c \quad [314]$$

$$V_c = V_{c0} \left(1 + \frac{M_0}{M_{sdmax}} \right) < 2V_{c0} \quad [315]$$

No apoio:

$$M_{sdmax} = \emptyset \quad [316]$$

$$V_c = 2V_{c0} \quad [317]$$

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \quad [318]$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 1605 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad [319]$$

$$V_{c0} = 0,6 \times 1605 \times 0,125 \times 1,15 = 138 \text{ kN} \quad [320]$$

$$V_c = 2 \times 138 = 276 \text{ kN}$$

[321]

$$V_{sw} = V_{Rd3} - 276$$

[322]

Adotando:

$$V_{Rd3} = V_{sw}$$

[323]

, para calcular a armadura necessária, então:

$$V_{sw} = 655 - 276 = 379 \text{ kN}$$

[324]

$$V_{sw} = (A_{s_w} / s) \times 0,9d \times f_{ywd} \times (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha)$$

[325]

Para estribos verticais,

$$(\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha) = 1$$

[326]

logo:

$$\frac{A_{s_w}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9d \times f_{ywd}} = \frac{379}{0,9 \times 1,15 \times 43,5} = 8,42 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

[327]

Cálculo da armadura mínima:

$$A_{s_w \text{ min}} = 0,2 \times \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \times b_w$$

[328]

$$A_{s_w \text{ min}} = 0,2 \times \frac{0,3 \times 35^{2/3}}{500} \times 12,5 \times 100$$

[329]

$$A_{s_w \text{ min}} = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

[330]

Adotamos:

$$\phi 10 \text{ mm } c / 15 \text{ cm } (10,47 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

[331]

Seção s2:

$$P_p = V = 159 \text{ kN}$$

[332]

$$S_p = V = 83 \text{ kN}$$

[333]

$$S_Q = V = 208 \text{ kN}$$

[334]

- Cortante de protensão:

Inclinação do lado médio:

$$\alpha = 3,0^\circ$$

[335]

Tensão média nos cabos após todas as perdas:

$$\sigma = -1272 \text{ Mpa}$$

[336]

$$\Delta \sigma = 288 \text{ Mpa}$$

[337]

Cortante de protensão:

$$N_p = 5 \times 7 \times 0,987 \times \frac{-1272}{10} = -4394 \text{ kN}$$

[338]

$$\Delta N_p = 5 \times 7 \times 0,987 \times \frac{288}{10} = 995 \text{ kN}$$

[339]

$$V_p = -4394 \times \text{sen} 3,0^\circ = -230 \text{ kN}$$

[340]

$$\Delta V_p = 995 \times \sin 3,0^\circ = 52 \text{ kN} \quad [341]$$

$$V_{sd} = 1,3PP + 0,9\text{prot} + 1,4SP + 1,2\text{perdas} + 1,5\text{variável} \quad [342]$$

$$V_{sd} = 1,3 \times 159 + 0,9 \times (-230) + 1,4 \times 83 + 1,2 \times 52 + 1,5 \times 208 = 490 \text{ kN} \quad [343]$$

Verificação compressão biela:

$$V_{Rd2} > V_{sd} \quad [344]$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \quad [345]$$

$$\alpha_{v2} = 1 - f_{ck} / 250 = 1 - 35 / 250 = 0,86 \quad [346]$$

$$f_{cd} = 35000 / 1,4 = 25000 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad [347]$$

$$d = 1,15 \text{ m} \quad [348]$$

$$b_w = 0,15 - \frac{1}{2} \times 0,05 = 0,125 \text{ m} \quad [349]$$

Quando

$$\emptyset > b_w / 8 \quad [350]$$

, devem ser descontadas as bainhas

$$(b_w - 1/2 \sum \emptyset) \quad [351]$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,86 \times 25000 \times 0,125 \times 1,15 = 835 \text{ kN} \quad [352]$$

$$V_{Rd2} > V_{sd} \quad [353]$$

Condição atendida!

É lícito usar altura no meio do vão. Deve-se verificar se existe armadura na borda tracionada que atende o item 17.4.1.2.2 da NBR 6118:2014.

Item 17.4.1.2.2

$$A_p \times f_{pyd} + A_s \times f_{yd} > V_{sd} \quad [354]$$

Admitindo 1 cabo,

$$7 \times 0,987 \times \frac{1900 / 10 \times 0,74}{1,15} + A_s f_{yd} > 490 \text{ kN} \quad [355]$$

$$A_s f_{yd} > -355 \text{ kN} \quad [356]$$

Não é necessário armadura aço doce, mas é sempre recomendável.

Cálculo da armadura:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad [357]$$

Logo,

$$V_{sw} = V_{Rd3} - V_c \quad [358]$$

$$V_c = V_{c0} \left(1 + \frac{M_0}{M_{sdmax}} \right) < 2V_{c0} \quad [359]$$

$$V_{c0} = 0,6 \times f_{ctd} \times b_w \times d \quad [360]$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 1605 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad [361]$$

$$V_{c0} = 0,6 \times 1605 \times 0,125 \times 1,15 = 138 \text{ kN} \quad [362]$$

$$M_0 = \left(\frac{N}{A} + \frac{N \times e}{W_i} \right) W_i \quad [363]$$

$$N = (1272 - 288) / 10 \times 35 \times 0,987 \times \cos 3,0^\circ = 3395 \text{ kN} \quad [364]$$

$$e = 0,13 \text{ m} \quad [365]$$

$$W_i = 0,18 \text{ m}^3 \quad [366]$$

$$A = 0,61 \text{ m}^2 \quad [367]$$

$$M_0 = \left(\frac{3395}{0,61} + \frac{3395 \times 0,13}{0,18} \right) 0,18 \quad [368]$$

$$M_0 = 1443 \text{ kN.m} \quad [369]$$

$$M_{sdmax} = 1,3PP + 1,4SP + 1,5\text{variável} \quad [370]$$

$$M_{sdmax} = 1,3 \times 465 + 1,4 \times 243 + 1,5 \times 608 \quad [371]$$

$$M_{sdmax} = 1857 \text{ kN.m} \quad [372]$$

$$V_c = 138 \left(1 + \frac{1443}{1857} \right) = 245 \text{ kN} \quad [373]$$

$$V_c = 245 \text{ kN} \quad [374]$$

$$V_{sw} = V_{Rd3} - 245 \quad [375]$$

Adotando

$$V_{Rd3} = V_{sw} \quad [376]$$

para calcular a armadura necessária, então:

$$V_{sw} = 490 - 245 = 245 \text{ kN} \quad [377]$$

$$V_{sw} = (A_{s_w} / s) \times 0,9d \times f_{ywd} \times (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \quad [378]$$

Para estribos verticais:

$$(\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) = 1 \quad [379]$$

logo:

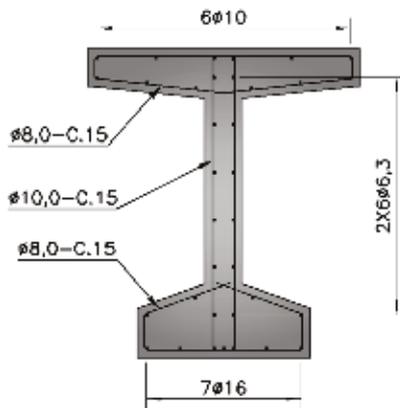
$$\frac{A_{s_w}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9d \times f_{ywd}} = \frac{245}{0,9 \times 1,15 \times 43,5} = 5,44 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad [380]$$

Adotamos:

$$\phi 10 \text{ mm } c / 15 \text{ cm } (10,47 \text{ cm}^2 / \text{m}) \quad [381]$$

M) ARMADURA DE PELE

Segundo item 17.3.5.2.3 da NBR6118:2014, a armadura lateral mínima deve ser 0,10% da área de concreto da alma.



► **Figura 17**
Detalhamento da armadura

$$A_{s_{pele}} = \frac{0,10}{100} \times A_{c,alma} \quad [382]$$

$$A_{c,alma} = b_w \times d = 0,15 \times 1,25 \times 10^4 = 1875 \text{ cm}^2 \quad [383]$$

$$A_{s_{pele}} = \frac{0,10}{100} \times 1875 = 1,88 \text{ cm}^2 \quad [384]$$

$$6\phi 6,3 \text{ mm} (1,89 \text{ cm}^2) \quad [385]$$

► **Quadro 16 – Lista de ferros**

Aço	Ø	Q	Comprimento	
			Un. (cm)	Total (m)
CA-50	10,0	6	2800	168
	8,0	10	2800	280
	16,0	7	2800	196
	6,3	12	2800	336
	8,0	173	260	450
	10,0	173	280	484
	8,0	173	200	346

► **Quadro 17 – Resumo dos ferros**

Ø	Comprimento total (m)	Peso total (Kg)
16,0	196	309
10,0	652	402
8,0	1076	424
6,3	336	82
Peso total		1.217 kg

N) ÍNDICES DA PEÇA DE CONCRETO PROTENDIDO

– Volume de concreto:

$$0,61 \times 26,0 = 15,9 \text{ m}^3 \quad [386]$$

– Fôrma:

$$(2 \times 1,84 + 0,7) \times 26,0 + 2 \times 0,61 = 115 \text{ m}^2 \quad [387]$$

– Aço duro:

$$(5 \times 7 \times 0,792 \text{ kg / ml}) \times 26,0 = 720 \text{ kg} \quad [388]$$

– Aço doce (Figura 17 e Quadros 16 e 17)

– Fôrma:

$$115 / 15,9 = 7,2 \text{ m}^2 / \text{m}^3 \quad [389]$$

– Aço duro:

$$720 / 15,9 = 45,3 \text{ kg / m}^3 \quad [390]$$

– Aço doce:

$$1217 / 15,9 = 76,5 \text{ kg / m}^3 \quad [391]$$

o) CONCLUSÃO

A seguir iremos efetuar algumas conclusões relativas ao trabalho ora apresentado, tendo em vista que o intuito principal foi o de atualizar um trabalho anteriormente realizado à luz da antiga Norma Brasileira de 20 anos atrás. Adotamos os mesmos carregamentos e a mesma viga, apenas melhorando um pouco a capacidade resistente do concreto, a fim de poder também comparar a evolução de dimensionamento tanto no ELS quanto no ELU ao longo do tempo de modificação da Norma.

- ▶ Tendo em vista este trabalho ter sido realizado em função de nossa Norma ter sido atualizada ao longo destes últimos 20 anos, podemos avaliar que o dimensionamento das armaduras de aço duro e de aço doce modificaram-se pouco.
- ▶ Tendo sido razoavelmente modificada a verificação

do cálculo do Esforço Cortante no ELU, ainda assim a resposta final de armação, bitola e espaçamento não ficou diferente.

- ▶ O grande “intuito deste trabalho” foi o de dar ao usuário de programas de cálculo automático de vigas protendidas a noção de como internamente funciona tal dimensionamento. Podendo o usuário efetuar cálculos parciais e verificar ao longo do desenvolvimento do programa os resultados e suas coerências.
- ▶ No caso da necessidade de entendimento e da forma de cálculo das peças, o leitor poderá avaliar, entender e questionar os passos a serem utilizados no cálculo de uma viga isostática de concreto protendido, aproveitando esta sequência para o completo entendimento do comportamento dos programas existentes no mercado, já que no presente momento não faz mais sentido o cálculo manual de peças em concreto. 📌

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, NBR6118, ABNT, Rio de Janeiro, 238p, 2014.



Com a **weber**,
você tem a solução
ideal para todo tipo
de projeto.

Conheça a nossa linha completa de produtos para reparos, reforços e proteções de estruturas de concreto.

- Reparos estruturais
- Grautes
- Adesivos e ancoragem
- Selantes
- Desmoldantes
- Reforços de estruturas
- Proteções de superfícies e pinturas
- Ânodos de proteção galvânica
- Sistema de poliureia



we
care

Saiba mais:
0800-709-6979
www.weber.com.br

 **weber** produtos
SAINT-GOBAIN **quartzolit**

O ANTES E DEPOIS DA NOSSA FACHADA.



Estamos de cara nova: modernizamos a marca, e nossas embalagens estão com novo design e, dentro delas, a mesma qualidade e tecnologia em que você sempre confiou.

Vedacit. Inovar é nossa tradição.

O nosso maior cuidado é construir **tranquilidade.**

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.



activedesign.com.br

MC para: Indústria do Concreto | Infraestrutura & Indústria | Edificações | Consumidor

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 de estruturas. Oferece atendimento especializado e suporte técnico em todas as fases de uma obra, desde o projeto a execução.



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

MC
CONSTRUIR É CUIDAR