

CONCRETO

& Construções

CONCRETO PARA HABITAÇÃO

SISTEMAS CONSTRUTIVOS PAREDES DE CONCRETO, ALVENARIA ESTRUTURAL E PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO



IBRACON
Instituto Brasileiro de Concreto

Ano XLVI

90

ABR-JUN
2018

ISSN 1809-7197
www.ibracon.org.br



PERSONALIDADE ENTREVISTADA

VAHAN AGOPYAN:
UM ENGENHEIRO CIVIL
NA REITORIA DA USP

PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

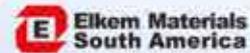
COLMATAÇÃO EM
PAVIMENTOS PERMEÁVEIS

MANTENEDOR

CAA EM ADUELAS
PRÉ-MOLDADAS PARA
TORRES EÓLICAS

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

ADIÇÕES



ADITIVOS



RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL



Pires | Giovanetti | Guardio



ARMADURA



ArcelorMittal

EQUIPAMENTOS



ENSINO, PESQUISA E EXTENSÃO



Escola Politécnica - USP



CONSTRUÇÃO E CONCRETO



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



FÔRMAS



CONCRETO



CIMENTO



LafargeHolcim



Associação Brasileira de Cimento Portland



CIMENTO NACIONAL



InterCement



Votorantim Cimentos

GOVERNO



Esta edição é um oferecimento das seguintes Entidades e Empresas



Adote concretamente

a revista **CONCRETO & Construções**



**CRÉDITOS
CAPA**
VISTA AÉREA DO CANTEIRO DE
OBRAS DOS EMPREENDIMENTOS
GRAN RESERVA PAULISTA
E SPAZIO SAN VALENTIN.
MRV ENGENHARIA

SEÇÕES

- 7 Editorial
- 8 Coluna Institucional
- 10 Converse com o IBRACON
- 11 Encontros e Notícias
- 14 Personalidade Entrevistada:
Vahan Agopyan
- 42 Entidades da Cadeia
- 62 Mercado Nacional
- 78 Mantenedor
- 109 Acontece nas Regionais



REVISTA OFICIAL DO IBRACON

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

ISSN 1809-7197

Tiragem desta edição:
5.000 exemplares
Publicação trimestral distribuída gratuitamente aos associados

JORNALISTA RESPONSÁVEL

→ Fábio Luís Pedrosa
MTB 41.728/SP
fabio@ibracon.org.br

PUBLICIDADE E PROMOÇÃO

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

PROJETO GRÁFICO E DTP

→ Gill Pereira
gill@elementto-arte.com

ASSINATURA E ATENDIMENTO

office@ibracon.org.br

GRÁFICA

Coan Indústria Gráfica
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 2018 IBRACON

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

PRESIDENTE DO COMITÊ EDITORIAL

→ Guilherme Parsekian

COMITÊ EDITORIAL – MEMBROS

- Alio Kimura
(informática no cálculo estrutural)
- Arnaldo Forti Battagin
(cimento & sustentabilidade)
- Bernardo Tutikian
(tecnologia)
- Eduardo Barros Millen
(pré-moldado)
- Enio Pazini Figueiredo
(durabilidade)
- Ercio Thomas
(sistemas construtivos)
- Evandro Duarte
(pretendido)
- Frederico Falconi
(projeto de fundações)
- Guilherme Parsekian
(alvenaria estrutural)
- Hugo Rodrigues
(cimento e comunicação)
- Inês L. da Silva Battagin
(normalização)
- Íria Lícia Oliva Doniak
(pré-fabricados)
- José Tadeu Balbo
(pavimentação)
- Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
(ensino)
- Mário Rocha
(sistemas construtivos)
- Paulo Eduardo Campos
(arquitetura)
- Paulo Helene
(concreto e reabilitação)
- Selmo 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 I Lei 2538 de 11/11/1980
Declarado de Utilidade Pública Federal
Decreto 86871 de 25/01/1982

DIRETOR PRESIDENTE

Julio Timerman

DIRETOR 1º VICE-PRESIDENTE

Luiz Prado Vieira Júnior

DIRETOR 2º VICE-PRESIDENTE

Bernardo Tutikian

DIRETOR 1º SECRETÁRIO

Antonio D. de Figueiredo

DIRETOR 2º SECRETÁRIO

Carlos José Massucato

DIRETOR 1º TESOUREIRO

Claudio Sbrighi Neto

DIRETOR 2º TESOUREIRO

Nelson Covas

DIRETOR DE MARKETING

Hugo Rodrigues

DIRETOR DE EVENTOS

César Daher

DIRETOR TÉCNICO

Paulo Helene

DIRETOR DE RELAÇÕES INSTITUCIONAIS

Túlio Nogueira Bittencourt

DIRETORA DE PUBLICAÇÕES E DIVULGAÇÃO TÉCNICA

Íria Lícia Oliva Doniak

DIRETOR DE PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

Leandro Mouta Trautwein

DIRETOR DE CURSOS

Enio José Pazini Figueiredo

DIRETOR DE CERTIFICAÇÃO DE MÃO DE OBRA

Gilberto Antônio Giuzio

DIRETORA DE ATIVIDADES ESTUDANTIS

Jéssika Pacheco

INDUSTRIALIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO

21 Três sistemas construtivos em empreendimento residencial econômico

26 Alvenaria estrutural em edifício de 24 pavimentos

34 História da alvenaria estrutural no Brasil

38 Parede de concreto: como ter uma obra sem manifestações patológicas



ESTRUTURAS EM DETALHES

47 Paredes moldadas no local em concreto reforçado com fibras

53 Colmatação em pavimentos permeáveis

NORMALIZAÇÃO TÉCNICA

66 Comentários sobre a ABNT NBR 16475

71 Desempenho de pisos cimentícios



PESQUISA E DESENVOLVIMENTO

86 Análise experimental de parede de alvenaria estrutural em situação de incêndio

95 Avaliação da contribuição da alvenaria participante na rigidez lateral de pórticos pré-moldados

103 Cuidados com revestimentos de argamassa sobre blocos de concreto de alta resistência e baixa absorção



IBRACON defende implantar programa periódico de inspeção e manutenção

Recente, trágico e surpreendente colapso (em apenas 80 minutos!) do edifício Wilton Paes de Andrade, no largo do Paissandu, na cidade de São Paulo, após sofrer um incêndio, revelou mais uma vez a utilização incorreta de obras em condições estruturais e funcionais não devidamente monitoradas pelo país.

O caso não é único nem será o último, infelizmente! Recorde-se da queda do Edifício Liberdade, no centro do Rio de Janeiro, em 2011? A ruína do Edifício Areia Branca, na região metropolitana de Recife, em 2004? O colapso do Edifício Palace II, em 1998, na Barra da Tijuca, no Rio de Janeiro? No início deste ano tivemos o colapso do viaduto na Perimetral de Brasília, em plena capital federal.

Esses e outros casos de colapso e acidentes envolvendo obras em mal estado de conservação mostram a urgência da implantação de um programa de inspeção e manutenção periódicas no país, a exemplo do que já ocorre no exterior.

É o que defende o Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), desde 2004, quando lançou o Manifesto Público “Segurança das obras civis”. Nele afirma-se a “imperiosa necessidade da introdução de medidas técnicas e legais para a redução dos riscos de acidentes” (CONCRETO &



Construções, 37, p. 2, 2005).

Entre essas medidas, destaca-se a instituição de legislação tornando obrigatória a inspeção periódica de patrimônios existentes, públicos e privados, por equipes de profissionais competentes e devidamente habilitados; e o oferecimento de cursos de aprimoramento profissional em inspeção e manutenção.

O IBRACON junto com a ABECE e ALCONPAT vem oferecendo há anos o Curso Edificação+Segura, Progra-

ma Nacional de Redução de Riscos e criou o Curso específico de Inspeção de Estruturas de Concreto, dentro do Programa Master em Produção de Estruturas de Concreto (Programa Master PEC). O Instituto vem atuando nacionalmente tendo oferecido esse curso de formação de Inspectores, em diversas cidades pelo país. Também instaurou o Comitê de Inspeção de Estruturas de Concreto, que vem se reunindo periodicamente com o objetivo de lançar práticas recomendadas sobre inspeção de estruturas de concreto para barragens, estruturas hidráulicas, edificações, etc.

Voltando ao colapso do Edifício Wilton Paes de Almeida, o IBRACON vem também colaborando com as autoridades no diagnóstico do acidente. Representantes do IBRACON, da AICONPAT e da ABECE apresentaram ao grupo multidisciplinar de trabalho da Prefeitura de São Paulo as premissas básicas para a vistoria expedita das estruturas das edificações ocupadas, com a finalidade de oferecer suporte técnico para ações de redução de riscos de acidentes e tragédias com edificações na cidade.

Esse conjunto de ações técnicas com vistas à segurança no uso das edificações revela a importância, a visão e o empenho do IBRACON na defesa dos cidadãos e do patrimônio construído, em benefício da sociedade. 🏗️

Qualidade e conhecimento: aspectos imprescindíveis para o desenvolvimento

Caro leitor,

Colocamos em suas mãos mais uma edição da revista CONCRETO & Construções. A Resistência ao Fogo nas Estruturas de Concreto foi tema da edição anterior, extensamente debatido internamente, especialmente porque sabemos das condições inadequadas de manutenção e uso de considerável percentual das edificações em nosso país. Exemplo disso foi a recente fatalidade do incêndio, seguido por desabamento, do edifício Wilton Paes de Almeida.

Qualidade é tema que sempre pautou o escopo dos trabalhos que desenvolvi ao longo da minha carreira, quando atuei diretamente na indústria e em obras. Lembro de um conceito que chamou minha atenção na leitura da filosofia de grandes gurus, como Juran, Deming e Crosby “Qualidade é adequação ao uso”. O uso das estruturas, independente do material com o qual tenham sido projetadas, deve se restringir à finalidade para a qual foram idealizadas, sendo que adequações pertinentes devem ser feitas se houver alteração ao longo de sua vida útil quanto ao uso.

Deming, em seu livro “Qualidade: A revolução da Administração”, cuja leitura recomendo a todos, inicia um dos capítulos com o versículo “*O meu povo perece porque lhe falta o conhecimento*” (Oséias 4:6). A falta de conhecimento e na sequência de sabedoria, que é a aplicação do conhecimento, gera sofrimento, sendo isto uma preocupação desde os tempos bíblicos e que permeia a história da humanidade até os dias atuais.

Não precisamos evidentemente conhecer tudo, porém devemos saber onde buscar o conhecimento quando necessitamos de algo específico. O IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto) tem se dedicado por meio de seus veículos de comunicação e de outros canais, como Práticas Recomendadas, cursos, eventos e seu

congresso anual, prover conhecimento qualificado à comunidade técnica e ao setor da construção civil, pois possui em seu conselho, diretoria e quadro associativo profissionais de referência na engenharia do concreto no âmbito nacional e internacional. Quero destacar em especial as revistas CONCRETO & Construções e a RIEM (Revista IBRACON de Estruturas e Materiais), que, com propósitos distintos (a primeira voltada para a cadeia produtiva com foco técnico-profissional, e a segunda com viés técnico-científico) vem cumprindo suas funções perante a sociedade. Este exemplar que chega até você, caro leitor, tem por tema principal o Concreto e Habitação. Gostaria de destacar a excelente e didática entrevista concedida pelo reitor da USP, Prof. Vahan Agopyan, que nos leva a refletir, mais uma vez, sobre a importância do conhecimento, do estudo e da educação. Outros destaques são os dados mercadológicos, industrialização e normalização, temas presentes nas nossas edições, promovendo a engenharia do concreto, em suas diferentes formas de utilização.

Gostaria de incentivá-los a utilizar a seção “Converse com o IBRACON” para se comunicar conosco e esclarecer suas dúvidas. E externar nosso sincero agradecimento aos oferecedores e anunciantes, que viabilizam este trabalho. Por fim, gerar a expectativa em relação às próximas edições da CONCRETO & Construções, que já estão sendo estruturadas: Inspeção, Manutenção e Reabilitação de Estruturas de Concreto; e Certificação de Qualidade.

Boa leitura!

ÍRIA LÍCIA OLIVA DONIAK

DIRETORA DE PUBLICAÇÕES TÉCNICAS
INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO



Por que ser associado ao IBRACON?

Para responder a esta pergunta, basta olharmos o ambiente construído no qual estamos inseridos. Qual é o material estrutural mais abundante? Com certeza, o concreto.

Compreendendo a importância desse material, o Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), desde a sua fundação, tem como missão criar, divulgar e defender o correto conhecimento sobre os materiais, projeto, construção, uso e manutenção das obras de concreto. E para cumprir essa missão, o Instituto publica livros técnicos e periódicos, promove anualmente o Congresso Brasileiro do Concreto, fórum nacional de debates sobre o desenvolvimento e as inovações relacionadas ao concreto como um todo, e oferece cursos atuais e dinâmicos, ministrados por profissionais renomados, em diversos estados. Como exemplo pode-se citar o Curso Inspetor I – Inspeção de estruturas de concreto segundo a ABNT NBR 16230:2013, com turmas realizadas em Recife, Fortaleza e Brasília neste ano. Para colaborar com as discussões com vistas à normalização técnica nacional e internacional, o Instituto agrega os maiores especialistas de cada tema da cadeia do concreto em seus Comitês Técnicos, para elaboração de Práticas Recomendadas, que detalham os assuntos de forma mais leve e didática, auxiliando a compreensão e aplicação dos textos normativos. Esta própria Revista Concreto & Construções, que a cada três meses traz o estado-da-arte de diferentes temas e é distribuída gratuitamente a todos seus associados, é um exemplo do comprometimento e excelência do Instituto, reflexo da dedicação dos profissionais que o compõem.

Recentemente, em virtude do repentino colapso do Edifício Wilton Paes de Almeida, em São Paulo, o IBRACON, numa posição Institucional voluntária, coletou amostras de concreto e aço dos escombros para ensaios de ca-



racterização e ministrou um curso expresso de orientação às equipes de inspeção e vistoria da Prefeitura Municipal, devidamente organizado em menos de uma semana sob solicitação do Secretário de Infraestrutura e do Secretário de Segurança Urbana. Em diversas outras ocasiões emergenciais de acidentes ou colapsos, o Instituto sempre se posicionou por meio de manifestos e junto às autoridades constituídas. Visando a continuidade e renovação de sua atuação o IBRACON

tem promovido anualmente concursos estudantis, mediante os quais os futuros profissionais do setor são estimulados e desafiados a elaborar concretos especiais e de alto desempenho, bem como projetos integrados de engenharia e arquitetura. Essas atividades têm tido uma participação cada vez maior de alunos de todo o Brasil ao longo dos anos, contando ainda com a participação de equipes estrangeiras. Em 2017, foram 606 alunos inscritos de 19 estados brasileiros, crescimento de 17% em relação ao ano anterior. Para este ano, a expectativa é ainda maior, visto que os concursos estarão inseridos num evento conjunto entre o 60º Congresso Brasileiro do Concreto e o 3ª Dam Word, conferência mundial de barragens.

Este é um resumo bastante breve das atividades que fazem girar as engrenagens do nosso Instituto, engrenagens estas que propulsionam mudanças e têm impactos duradouros na engenharia e na sociedade.

Temos profundo orgulho de dizer: somos parte do IBRACON!

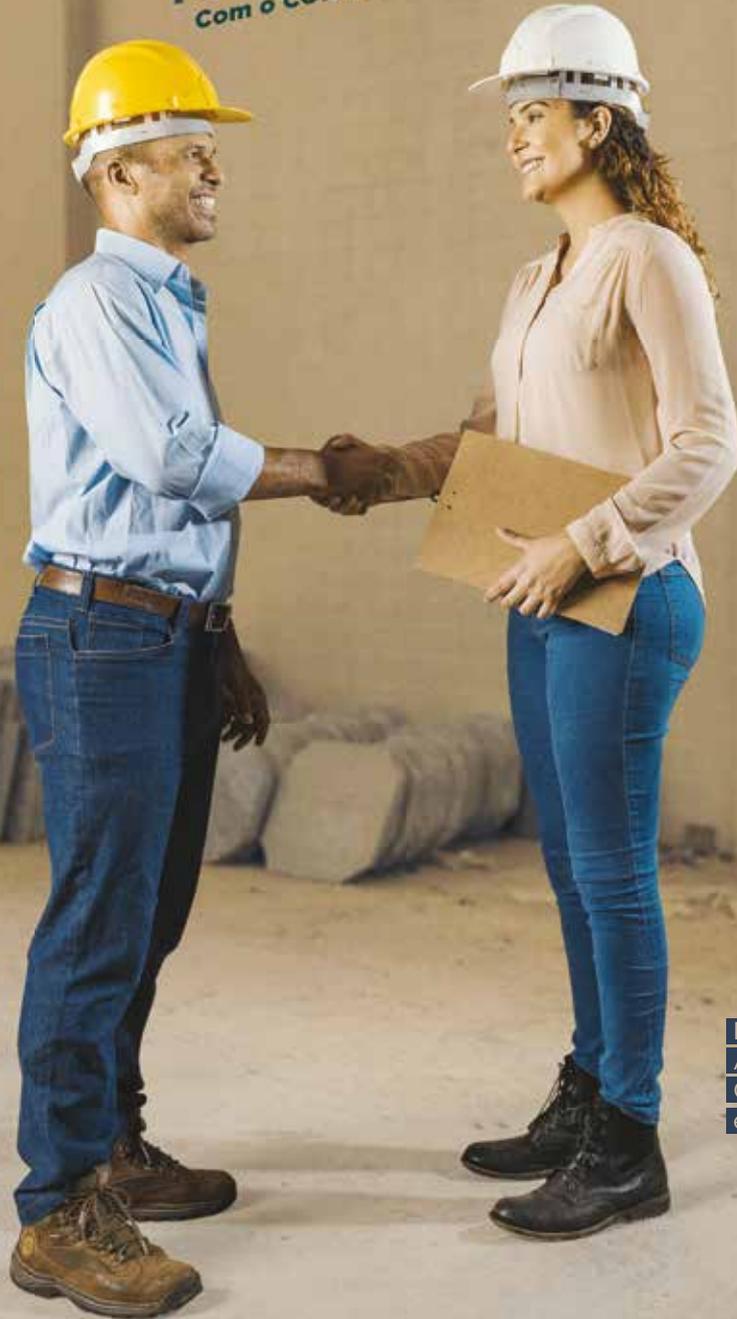
JÉSSIKA PACHECO

DIRETORA DE ATIVIDADES ESTUDANTIS DO IBRACON



A ART é boa tanto para quem contrata como para quem é contratado.
Com o CONFEA é assim: profissional pra valer tem que ter ART.

DEBRITO



Para Engenheiros,
Agrônomos, Geólogos,
Geógrafos, Meteorologistas
e Tecnólogos.

Obra ou serviço com profissional que não tem Anotação de Responsabilidade Técnica - ART não é nada legal. Para o lado de quem contrata, a ART garante que o profissional seja habilitado e identifica o responsável técnico. Para o lado do profissional, garante os direitos autorais e de remuneração, além de definir bem o limite de suas responsabilidades. A ART é boa tanto para um lado como para o outro. E isso garante que, quando os dois lados se juntarem, o resultado vai ser um só: o positivo.

www.confea.org.br



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

PERGUNTAS TÉCNICAS

1 – QUAL O DESLOCAMENTO MÁXIMO HORIZONTAL PERMITIDO EM EDIFÍCIOS DE ALVENARIA ESTRUTURAL, VISTO QUE NÃO ESTÁ EXPLÍCITO NA NORMA?

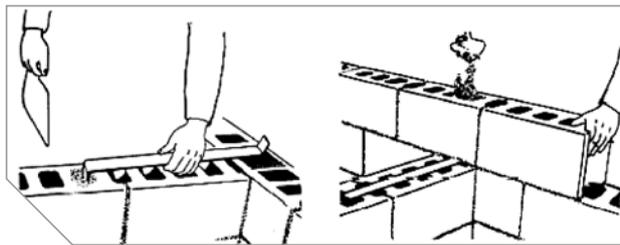
2 – GOSTARIA DE SABER SE EXISTE ALGUMA LITERATURA QUE EXEMPLIFIQUE O CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO PARA PAREDES COM AMARRAÇÃO INDIRETA. AINDA SOBRE A QUESTÃO DO CISALHAMENTO EM AMARRAÇÃO INDIRETA, DEVE-SE REALIZAR O DIMENSIONAMENTO CONSIDERANDO QUE EXISTE AMARRAÇÃO DIRETA ENTRE AS PAREDES E, CASO ELAS “PASSEM”, DEVE-SE DETALHAR OS GRAMPOS? SENDO ASSIM, A PREMISSA DE CÁLCULO DE QUE ESSAS PAREDES PARTICIPAM DO MESMO GRUPO FICA GARANTIDA? ESTOU TRABALHANDO COM GRAMPOS DE 6,3 A CADA DUAS FIADAS PARA EDIFÍCIOS DE, NO MÁXIMO CINCO PAVIMENTOS. ESTÁ ADEQUADO? NO LIVRO “PARÂMETROS DE PROJETO DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM BLOCOS DE CONCRETO”, O ITEM 9.2 INDICA GRAMPOS DE 8,0MM, MAS O DESENHO DA FIGURA 28 INDICA GRAMPOS DE 6,3MM. POR QUE ISTO?

SANDRO KATAYAMA

PROJETISTA DE ESTRUTURAS DA GRIFA ENGENHARIA

1 – Sobre a questão do deslocamento horizontal do edifício, as atuais normas de alvenaria não têm um critério claro. A proposta de revisão de norma de alvenaria estrutural unificada, ABNT PN 002:123.010-001, propõe os mesmos critérios da ABNT NBR 6118.

2 – Para a amarração não existe um critério definido sobre a consideração da interação entre paredes. Se for projetar com amarração indireta de paredes, a sugestão é detalhar com barras de ligação, mas verificar o dimensionamento como se não houvesse ligação. Estudos realizados em mais de uma universidade brasileira indicam que há



transferência de esforço vertical entre paredes sem amarração direta, porém com armadura detalhada. Ocorre que em alguns casos, a transferência de esforços na ligação só ocorreu após expressivo deslocamento relativo entre as paredes amarradas. Para transmitir, essas barras deveriam ser rígidas. Existe um formato internacional padrão para esse fim em formato em um Z (veja as figuras), com maior rigidez, espessura pequena e proteção contra corrosão. Para barras convencionais de CA50, eu não usaria o critério de mesmo grupo diretamente, e faria a envoltória de esforços para ambas hipóteses (100% separada ou 100% unida). Sobre o diâmetro dos grampos, o usual é 8 mm (recomendado), porém a normalização atual indica no máximo 6,3 mm na junta, por isso a confusão no livro. Na revisão de norma, isto foi alterado, indicando máximo de 6,3 mm apenas quando as barras de armadura são dispostas ao longo de cordões de argamassa em juntas de assentamento. Então, o melhor é 8 mm no caso de se querer fazer esse detalhe. Finalmente destaco que o usual no Brasil é a amarração direta, simples de executar e eficiente, não havendo justificativa para amarração indireta na grande maioria das construções, sendo esse detalhe de uso muito limitado. Talvez por isso o detalhe de barra-Z, provavelmente mais eficiente para amarração indireta, não esteja disponível no Brasil.

GUILHERME PARSEKIAN,
PRESIDENTE DO COMITÊ EDITORIAL

POSSO VERIFICAR A ESTABILIDADE GLOBAL DE UM PAVIMENTO DE TRANSIÇÃO PELO PARÂMETRO γ_z ? PERGUNTO ISSO EM FUNÇÃO DA RECO-

MENDAÇÃO DE QUE ESSE PARÂMETRO DEVE SER EMPREGADO PARA NÚMERO DE ANDARES ACIMA DE QUATRO, PORÉM A LIGAÇÃO DA TORRE DE ALVENARIA NESSE PÓRTICO DE UM PAVIMENTO NÃO MODIFICARIA ESSA RECOMENDAÇÃO?

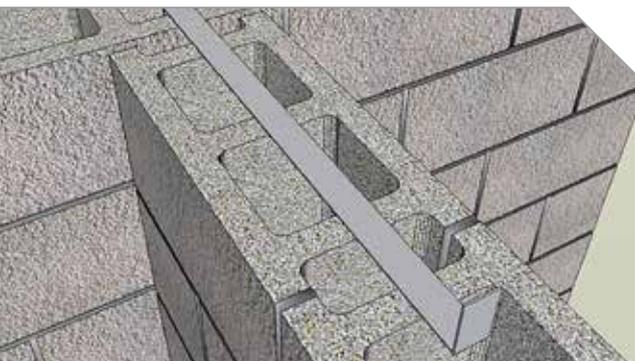
POR EXEMPLO, NO CASO EM QUE O PAVIMENTO DE TRANSIÇÃO DE CONCRETO ARMADO É SIMULADO EM MODELO SEPARADO DA TORRE DE ALVENARIA, NÃO VEJO SENTIDO EM CONSIDERAR OS PARÂMETROS γ_z E ALFA COMO SE ELE NÃO ESTIVESSE LIGADO A UMA TORRE. TEM ALGUM ESTUDO OU RECOMENDAÇÃO A RESPEITO?

MARCIO SANTOS FARIA

ARG. EST. CONSULTORIA E PROJETOS

Não faz sentido calcular o γ_z apenas do pavimento de transição isolado: o momento de 1ª ordem (M1) estará incorreto e o de 2ª ordem (M2) vai ser calculado com o deslocamento horizontal do pilotis e o peso total do prédio, portanto também estimado incorretamente. Entendo que pode manualmente estimar o valor do γ_z da torre + pilotis. Verifique quais são as forças laterais de vento em cada pavimento da torre e no pilotis. A partir desses valores calcule o M1. Verifique quais são os deslocamentos horizontais e peso de cada pavimento e do pilotis, obtidos nos processamento da torre e do pilotis. O M2 será o somatório de carga vertical de cada pavimento (somar o peso do ático no último pavimento) multiplicado pelo deslocamento horizontal de cada pavimento. A partir desses, pode calcular o γ_z mais próximo do real do prédio = $1/(1-M2/M1)$. Geralmente o valor do γ_z da torre de alvenaria estrutural é baixo, que também deve ser baixo para torre+pilotis. Pela proposta de revisão de norma esse não pode ser maior que 1,10. Deve-se verificar também o deslocamento horizontal do prédio e entre cada pavimento. A proposta de revisão de normas de alvenaria estrutural unificada, ABNT PN 002:123.010-001, traz recomendações para essas verificações.

GUILHERME PARSEKIAN,
PRESIDENTE DO COMITÊ EDITORIAL



Seminário regional da ABCIC em Florianópolis

Com a participação de cerca de 110 profissionais, foi realizado pela Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto (Abcic) o Seminário Regional “Estruturas pré-fabricadas de concreto – sustentabilidade, produtividade, inovação e tecnologia, em Florianópolis, em 5 de abril.

Palestra do Eng. Roberto José Falcão Bauer (Grupo Falcão Bauer) ressaltou a importância da gestão preventiva e corretiva de manutenção para assegurar o desempenho e a durabilidade das estruturas pré-fabricadas. O Prof. Wellington Repette (UFSC) apontou os benefícios da utilização do concreto de ultra-alto desempenho (UHPC) em peças pré-fabricadas, como a maior esbelteza, o ganho mais rápido de resistência, a maior durabilidade e o melhor acabamento. Por fim, o Eng. Augusto Pedreira de Freitas (coordenador



Eng^a Íria Doniak na abertura dos trabalhos do Seminário

da CE da ABNT NBR 16475:2017) projetou que o sistema de painéis de parede de concreto pré-moldado deve ter seus custos reduzidos, maior disponibilidade de conexões e desenvolvimento de pro-

jetos mais complexos com a vigência da normalização.

O Seminário, que contou com o apoio do IBRACON, foi encerrado com uma mesa de debates com os palestrantes.

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



Seminário de Concreto com Fibras

Realizado gratuitamente pelo Comitê Técnico IBRACON/ABECE Uso de Materiais não Convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras (CT-303), o Seminário de Concreto com Fibras aconteceu no dia 24 de maio, no Auditório Mário Covas da Escola Politécnica da USP.

Com participação de cerca de 180 profissionais, o evento discutiu os parâmetros de projeto de estruturas e o controle em obras do concreto reforçado com fibras. O coordenador do CT 303, Eng. Marco Carnio, abordou os parâmetros para o dimensionamento de estruturas de concreto com fibras. Em seguida, a Eng. Paloma Cortizo falou sobre aplicação das práticas recomendadas sobre CRF no dimensionamento de aduelas, enquanto o Eng. Tiago Forti abordou a aplicação delas no dimensionamento

de pavimentos por análise numérica. O Prof. Antonio Figueiredo apresentou os fundamentos do controle e qualificação do concreto com fibras para fins estruturais e, na sequência, o Eng. José Gonçalves falou sobre o desenvolvimento de

equipamento para controle do comportamento mecânico do concreto com fibras. Para encerrar, a Eng. Renata Monte demonstrou a aplicação das práticas recomendadas para o controle e qualificação do concreto com fibras.



Prof. Antonio Figueiredo palestra no Seminário

PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE
CONTROLE DA QUALIDADE DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS

COMITÊ 303: Materiais não convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras

GT4: Caracterização de materiais não convencionais e fibras para reforço estrutural

Coordenador: Eng. Marco Antonio Carnio
 Representante CTA: Sônia Maria Carrato Denis

ABECE IBRACON

PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE

Controle da qualidade do concreto reforçado com fibras

Elaborada pelo CT 303 – Comitê Técnico IBRACON/ABECE sobre Uso de Materiais não Convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras, a Prática Recomendada “Controle da qualidade do concreto reforçado com fibras” indica métodos de ensaios para o controle da qualidade do CRF utilizado em estruturas de concreto reforçado com fibras e estruturas de concreto reforçado com fibras em conjunto com armaduras.

A Prática Recomendada aplica-se tanto a estruturas de placas apoiadas em meio elástico quanto a estruturas sem interação com o meio elástico.

DADOS TÉCNICOS

ISBN: 978-85-98576-30-5

Edição: 1ª edição

Formato: eletrônico

Páginas: 31

Acabamento: digital

Ano da publicação: 2017

Coordenador: Eng. Marco Antonio Carnio

AQUISIÇÃO

www.ibracon.org.br (Loja Virtual)

Patrocínio



Turmas realizadas do Curso Inspetor I

Com o objetivo apresentar e discutir conteúdos relativos à formação de Inspetores I de Estruturas de Concreto segundo a ABNT NBR 16230:2013, o curso visa o capacitar profissionais para o estabelecimento de diagnóstico e prognóstico do estado de conservação de estruturas de concreto, principalmente as pontes e viadutos, para manter ou restabelecer seus requisitos de segurança estrutural, de funcionalidade e de durabilidade.

Três turmas foram concluídas no primeiro semestre. De 26 a 28 de abril, na sede do Sindicato da Arquitetura e Engenharia (Sinaenco), em Recife, Pernambuco. De 17 a 19 de maio, no Núcleo de Tecnologia Industrial (NUTEC), em Fortaleza, Ceará. E de 14 a 16 de junho, na Associação Brasileira de Construtores (Abrasco) e no Centro de Ensino Unificado de Brasília (CEUB), em Brasília.



Alunos fazem vistoria de ponte em Recife

Com carga horária de 28 horas, o curso Inspetor I é uma realização do IBRACON, com a parceria com o IDD. Ele faz parte do Programa Master PEC, programa

de educação continuada do IBRACON.

→ **Mais informações:**

www.idd.edu.br/instituto/extensao

▶ Programação de Cursos Master PEC (www.ibracon.org.br/educacao-continuada)

Curso	Palestrantes	Data	Carga horária	Local	Realização
Intensivo de tecnologia básica do concreto	Rubens Curti Flávio André da Cunha Munhoz	24 a 26 julho	18 horas	Sede da ABCP – SP	IBRACON ABCP
Structural analysis and rehabilitation of concrete dams and spillways	Eduardo Fairbain, Selmo Kuperman, Walton Pacelli de Andrade, Francisco Rodrigues Andriolo	17 de setembro	8 horas	DAM WORLD 2018 Recanto Cataratas Foz do Iguaçu	IBRACON LNEC
Small dams	Laura Caldeira, José Bilé Serra, João Marcelino, José Melo, Teresa Vizeu	17 de setembro	8 horas	DAM WORLD 2018 Recanto Cataratas Foz do Iguaçu	IBRACON LNEC
Tailing dams	Joaquim Pimenta de Ávila	17 de setembro	8 horas	DAM WORLD 2018 Recanto Cataratas Foz do Iguaçu	IBRACON LNEC
Reforços de pilares de concreto armado: métodos e procedimento	Douglas Couto	19 de setembro	4 horas	60° CBC Recanto Cataratas Foz do Iguaçu	IBRACON
O fenômeno térmico do concreto massa	Eduardo de Aquino Gambale	19 de setembro	4 horas	60° CBC Recanto Cataratas Foz do Iguaçu	IBRACON
Desempenho aplicado às estruturas de concreto armado	Alexandre Britez	20 de setembro	4 horas	60° CBC Recanto Cataratas Foz do Iguaçu	IBRACON
Reforços com fibra de carbono: aspectos relevantes de projeto e execução	Adriano Silva Fortes	20 de setembro	4 horas	60° CBC Recanto Cataratas Foz do Iguaçu	IBRACON
Concreto protendido	Evandro Porto Duarte	21 de setembro	8 horas	DAM WORLD 2018 Recanto Cataratas Foz do Iguaçu	IBRACON
Workshop on Canadian Dam Association's technical bulletin on dam safety reviews	CDA instrutores	21 de setembro	8 horas	DAM WORLD 2018 Recanto Cataratas Foz do Iguaçu	IBRACON LNEC

Vahan Agopyan



CECÍLIA BASTOS

Armênio naturalizado brasileiro, o Prof. Vahan Agopyan é o 27º reitor da maior universidade pública brasileira, a Universidade de São Paulo (USP), posto que assumiu em 25 de janeiro último. Graduado em Engenharia Civil pela Escola Politécnica (Poli) da USP em 1974, o Prof. Vahan muito cedo se decidiu pela carreira acadêmica, fazendo o mestrado na Poli e o doutorado na *University of London King's College*. Os cargos administrativos foram decorrência de uma trajetória de reconhecida atuação universitária. Chefe do Departamento de Engenharia de Construção Civil (1990-1998), vice-diretor e diretor da Poli (2002-2006), o Prof. Agopyan foi ainda pró-reitor de pós-graduação (2010-2014) e vice-reitor da USP (2014-2018). É professor titular de materiais e componentes de construção civil, atuando principalmente nas áreas de materiais reforçados com fibras, qualidade e sustentabilidade da construção civil.

IBRACON – O QUE O MOTIVOU A ESCOLHER A ENGENHARIA CIVIL, SEGUIR A CARREIRA ACADÊMICA E ASSUMIR CARGOS ADMINISTRATIVOS EM SUA VIDA UNIVERSITÁRIA?

VAHAN AGOPYAN – Tinha curiosidade pelas atividades de criação e de desenvolvimento da engenharia. Por isso, ingressei em 1970 no curso de engenharia da Escola Politécnica da USP. Ao final do primeiro ano, optei

pela engenharia civil, por me sentir bem neste ambiente. Logicamente que, como qualquer estudante de engenharia, não conhecia a profissão de maneira adequada. A compreensão só se deu plenamente no ambiente da faculdade. A carreira acadêmica e, posteriormente, a administrativa, são decorrentes uma da outra. Eu era aluno médio, mas, em algumas

disciplinas, em particular a do meu então futuro orientador, o Prof. Eládio Petrucci, tinha sido o melhor aluno da turma. Por isso, fui convidado a dar aula na área de materiais de construção em tempo parcial. Isto aumentou meu interesse pela pesquisa, de modo que decidi seguir carreira acadêmica. Fiz mestrado na Poli entre 1974 e 1978. Larguei a construtora onde trabalhava e onde



era responsável por uma pequena usina de concreto. Em seguida, com 27 anos, resolvi fazer doutorado no exterior.

Fiz carreira acadêmica. Cheguei a professor titular em 1994.

Nesta época, não existiam muitos professores titulares na Poli, que normalmente ocupavam cargos de chefia de departamento. Quando o Prof. Antonio Massola se candidatou a diretor da Escola, em 1998, ele pediu para eu me candidatar a vice-diretor. Ele ganhou para diretor e eu ganhei para vice, em um período no qual as eleições eram separadas. E, a partir daí, comecei a exercer cargos administrativos na universidade.

IBRACON – QUE MARCA DE GESTÃO ESPERA VER DEIXADA POR UM ENGENHEIRO NA REITORIA DA USP?

VAHAN AGOPYAN – Procurarei fazer uma gestão para aumentar seus aspectos de produção, execução e organização, para que seja proativa, e não apenas reativa. No momento, ainda há restrições de recursos financeiros e quanto à contratação de pessoal. Como engenheiro, encaro essa dificuldade como desafio, isto é, conseguir, com poucos recursos financeiros, atingir os objetivos dos projetos a executar.

IBRACON – UMA CRÍTICA MUITO OUVIDA DE ALUNOS É QUE AS AULAS NAS FACULDADES DE ENGENHARIA SÃO MUITO



MARCOS SANTOS

Espaço de convivência na Escola Politécnica da USP

TEÓRICAS, SEM MUITO ESPAÇO PARA SUA APLICAÇÃO A QUESTÕES PRÁTICAS. VOCÊ CONCORDA COM ESSA AVALIAÇÃO?

VAHAN AGOPYAN – Sim, eu concordo com essa avaliação. Mas tem que ser assim. O ensino superior é de formação, não é para habilitação e informação, como se faz na escola técnica. O aluno tem que saber a base do conhecimento. A parte prática ele faz fora da universidade. Isto tem que ser bem compreendido. Os médicos entendem muito bem esse processo de formação. Eles se formam médicos e desenvolvem a parte prática durante as residências. Engenheiros em vários países, para entrar na corporação, são obrigados a trabalhar de dois a três anos antes de serem aceitos como engenheiros. Eu me formei na década de 1970.

Dois anos depois de formado, eu trabalhava com materiais fibrosos, que era um tema que não fazia parte do currículo do curso. Isto porque os materiais de construção variam. Não adianta ensinar uma infinidade de materiais para o aluno - porque essa é uma área em constante atualização. O concreto da década de 1970 não tinha nada a ver com o concreto da década de 1980. Por isso, o embasamento teórico é muito importante na formação dos engenheiros, pois o aluno aprende a parte prática fora da universidade. A universidade não é como uma escola técnica para ensinar a operar um equipamento. A universidade é para formar o profissional capaz de operar qualquer tipo de equipamento.

“

O ENSINO SUPERIOR É DE
FORMAÇÃO, NÃO É PARA
HABILITAÇÃO E INFORMAÇÃO,
COMO SE FAZ NA ESCOLA TÉCNICA ”

“

NOSSOS ENGENHEIROS TÊM DE SER PREPARADOS E FORMADOS PARA PODER ABSORVER, ASSIMILAR E, MAIS AINDA, DESENVOLVER NOVAS METODOLOGIAS DE TRABALHO

”

IBRACON – MAS TAL CRÍTICA PARECE DESTACAR O FATO DO ALUNO NÃO CONSEGUIR APLICAR OS CONCEITOS TEÓRICOS ENSINADOS.

VAHAN AGOPYAN – É importante que o aluno entenda o conceito teórico. Por exemplo: não adianta treinar o aluno para fazer dosagem de concreto hoje porque ao se formar, certamente, as metodologias de dosagem serão outras. O que importa é ensinar qual é a lógica da dosagem do concreto, mostrar a importância da porosidade na resistência e para a viscosidade do material. Explicando os conceitos ao aluno, mesmo modificando a metodologia, ele vai entender a lógica do funcionamento da dosagem. O problema é quando o aluno não entende a razão de estar estudando porosidade do concreto. Nos cursos de engenharia que

conheço são oferecidos bons embasamentos. Os engenheiros brasileiros das boas escolas têm uma formação muito sólida, em comparação com as congêneres internacionais. Por exemplo, entre os alunos da Poli, 20% fazem intercâmbio no exterior, tendo desempenho acima da média dos alunos estrangeiros.

IBRACON – O QUE PRETENDE FAZER PARA IMPULSIONAR A MODERNIZAÇÃO DOS CURSOS DE GRADUAÇÃO NA USP?

VAHAN AGOPYAN – Todas as boas escolas de engenharia no mundo estão continuamente revendo seus currículos e suas metodologias. Essa é uma tarefa contínua. O grande desafio é prever como serão as tendências futuras e como preparar os jovens para

esse cenário. Na Poli, aprendi os métodos de cálculo de pórticos, que eram tradicionais na engenharia. Com o advento dos pequenos computadores, esses métodos deixaram de ser adequados. Mas, como eu tinha sido preparado para entender a lógica de como se faz o cálculo, a lógica do método de Cross, me adequuei facilmente ao cálculo com outro método numérico. Nossos engenheiros têm de ser preparados e formados para poder absorver, assimilar e, mais ainda, desenvolver novas metodologias de trabalho.

IBRACON – QUAL É O FUTURO DOS CURSOS DE ENGENHARIA CIVIL, CONSIDERANDO O MERCADO DE TRABALHO OSCILANTE POR CONTA DE CRISES ECONÔMICAS PERIÓDICAS E DA TENDÊNCIA DE FUSÕES E AQUISIÇÕES PELAS EMPRESAS ESTRANGEIRAS NO SETOR CONSTRUTIVO BRASILEIRO?

VAHAN AGOPYAN – A engenharia é globalizada. Nosso engenheiro tem que competir globalmente. Seu concorrente não é o colega formado por outra faculdade ou do outro lado da cidade. Seu concorrente pode estar na Índia, na China, nos Estados Unidos ou na Espanha. O fato de a engenharia e a tecnologia terem muitas peculiaridades culturais não dificulta nada. Posso ir para a Coreia e, em algumas semanas, assimilo a cultura, os materiais e metodologias locais.

CECÍLIA BASTOS



Fachada da Reitoria da USP



O que me preocupa no Brasil é a falta de planejamento e de uma política de médio e longo prazos. Há países que passam por crises econômicas, mas nos quais as equipes de engenharia não são desmontadas. No Brasil, isso não acontece. Os escândalos de corrupção no país não conseguem separar a empresa do dirigente da empresa - a instituição em si não tem culpa pela má conduta de seus diretores! Não estamos preservando isto e equipes estão sendo totalmente desmontadas.

IBRACON – UMA SAÍDA SÃO OS PROGRAMAS DE DUPLA-FORMAÇÃO, COMO O IMPLANTADO PELO SENHOR QUANDO DIRETOR DA ESCOLA POLITÉCNICA DA USP?

VAHAN AGOPYAN – Esses programas têm como objetivo a integração das equipes. Havia problemas de comunicação entre engenheiros civis e arquitetos nas equipes multidisciplinares. O melhor jeito para facilitar a comunicação era ter um engenheiro civil que entendesse a linguagem do arquiteto e um arquiteto que entendesse a linguagem do engenheiro civil. Esses alunos com dupla formação fazem esse meio de campo.

IBRACON – A PESSOA NÃO SE FORMA ENGENHEIRO CIVIL E ARQUITETO?

VAHAN AGOPYAN – Ela tem a



Vista aérea do Relógio da USP

formação, mas os conselhos não reconhecem. Ele recebe o diploma de sua escola de origem e tem uma apostila dizendo que tem todas as competências da outra profissão. Como as competências são muito similares, não exercer a outra profissão não afeta muito o profissional. Mas ele não tem os dois diplomas. O engenheiro é registrado no CREA e o arquiteto no Conselho de Arquitetura e Urbanismo.

IBRACON – O QUE PRETENDE FAZER PARA QUE O CONHECIMENTO GERADO NA PÓS-GRADUAÇÃO TENHA MAIOR IMPACTO E RELEVÂNCIA SOCIAL?

VAHAN AGOPYAN – Um ponto importante é entender que a pós-graduação é a formação das pessoas

que vão fazer desenvolvimento. Formamos profissionais capazes de desenvolver a área. A pesquisa da pós-graduação, para ser relevante, tem que estar junto com as empresas. Deve haver esse incentivo. Vou dar um exemplo. As fibras de vidro no gesso, tema de meu doutorado, ganhou o interesse de um empresário, dez anos após minha defesa, durante um evento em que eu participava. Esse empresário contratou um instituto de pesquisas tecnológicas da região e adequou meus estudos à produção. Quando a empresa participa do desenvolvimento do projeto de pesquisa, basta depositar a patente para o produto estar no mercado no dia seguinte. Com isso,

“

A PESQUISA DA
PÓS-GRADUAÇÃO, PARA SER
RELEVANTE, TEM QUE ESTAR
JUNTO COM AS EMPRESAS

”

“

INVESTIMENTO EM INOVAÇÃO É PESADO. O MARCO REGULATÓRIO EM SI AJUDA A INTEGRAÇÃO COM A EMPRESA, MAS É PRECISO TER UM PLANEJAMENTO PARA O EMPRESÁRIO TER A SEGURANÇA PARA FAZER O INVESTIMENTO NA INOVAÇÃO

”

se consegue rapidamente passar do conhecimento à prática, porque se trabalha junto com a empresa.

IBRACON – QUAIS POLÍTICAS SÃO NECESSÁRIAS PARA QUE A PRODUÇÃO ACADÊMICA CHEGUE AO MERCADO E À SOCIEDADE?

VAHAN AGOPYAN – A política de inovação recentemente regulamentada é muito boa. Seria suficiente se houvesse, da parte do governo, um planejamento econômico de médio e longo prazos. O Brasil não tem um planejamento de ações há muito tempo. Enquanto isso não acontecer, as empresas continuarão se sentindo inseguras para investir. Investimento em inovação é pesado. O marco regulatório em si ajuda a integração com a empresa, mas precisa ter um

incentivo efetivo. É preciso ter um planejamento para o empresário ter a segurança para fazer o investimento na inovação.

IBRACON – VOCÊ CONCORDA COM A TESE DE QUE A ENGENHARIA CIVIL É A ÁREA QUE MENOS EMPREGA TECNOLOGIA DENTRE AS ENGENHARIAS?

VAHAN AGOPYAN – Não, porque a engenharia civil utiliza muitos materiais, com muita tecnologia embutida. A engenharia civil não é apenas o que se faz no canteiro de obras. Minha geração assistiu a verdadeiras revoluções na engenharia civil. A área de projetos foi revolucionada com a mudança nas diretrizes de projeto. Antes todo projeto levava em conta embasamentos empíricos. Hoje, os projetos de engenharia civil levam em conta uma abordagem probabilística.

Com isso, a estrutura de um novo prédio é muito mais esbelta do que a estrutura de um antigo. Na área de rodovias, por exemplo, veja a Imigrantes ‘velha’ e a Imigrantes ‘nova’. Na área de materiais, uma revolução total. O concreto mudou violentamente. Antes, um concreto com 15MPa era de alta resistência. Hoje, qualquer usina produz concreto de 50MPa. Evoluímos muito também em execução. Como falar hoje para um engenheiro jovem que, até 35 anos atrás, não reaproveitávamos a forma de concreto. Então, mudamos conceitos de projeto, os materiais e a própria execução. Suponha que um engenheiro ficasse trinta anos sem entrar em um canteiro de obras. Certamente, hoje, ele não reconheceria uma bomba de concreto.

IBRACON – NA SUA GESTÃO NA PRÓ-REITORIA DE PÓS-GRADUAÇÃO, FORAM CRIADOS OS PRIMEIROS MESTRADOS PROFISSIONAIS NA USP. COMO ESSES MESTRADOS PROFISSIONAIS DIFERENCIAM-SE DOS MESTRADOS STRICTO SENSU? NÃO HÁ RISCO DESTA MODALIDADE DE MESTRADO ROUBAR GRADATIVAMENTE ALUNOS DO MESTRADO TRADICIONAL?

VAHAN AGOPYAN – O mestrado profissional é também stricto sensu. Ele orienta o aluno a trabalhar com problemas específicos reais. O aluno é, normalmente, um profissional que traz um problema de seu dia-a-dia profissional e que faz pesquisa para resolvê-lo.



Vista da Praça do Relógio da USP tendo de fundo a Antiga Reitoria



Essa é a diferença. É *stricto sensu* porque envolve pesquisa e produz conhecimento. O aluno pode fazer doutorado depois. Analisando friamente, percebe-se que a maioria dos mestrados na engenharia civil tem a visão profissional. A maioria das dissertações de mestrado na área de engenharia, mesmo sendo acadêmicas, têm essa visão de problemas práticos pontuais. Então, o mestrado profissional é um mestrado de fato *stricto sensu*, procurando estar mais próximo dos problemas da sociedade.

IBRACON – O BRASIL INVESTE MUITO POUCO EM PESQUISA CIENTÍFICA, AINDA MAIS NO CENÁRIO ECONÔMICO ATUAL DE RECENTE SAÍDA DE CRISE ECONÔMICA. QUAIS SUAS PROPOSTAS PARA QUE AS PESQUISAS NA UNIVERSIDADE TENHAM MAIOR AUTONOMIA E NÃO SEJAM DESCONTINUADAS?

VAHAN AGOPYAN – Houve, do meu ponto de vista, falta de planejamento e distorções, na qual o Programa Ciência sem Fronteiras drenou recursos que deveriam ter ido para a pesquisa. Eu diria que as universidades sediadas no Estado de São Paulo não tiveram redução significativa em suas atividades de pesquisa porque temos uma situação privilegiada com a Fapesp. Sentiu-se um pouco, porque os recursos federais, principalmente da Capes, são muito importantes para a manutenção da pós-graduação.

Por isso, tivemos que recorrer a outros meios. Quem trabalhou de forma integrada com a sociedade, governos, empresas e organizações não governamentais conseguiu recursos externos.

Preocupante é o fato que, com o desmantelamento de um grupo de pesquisa, sua remontagem não é instantânea. Nas universidades do exterior, quando uma nova equipe é montada, as engrenagens demoram alguns anos para entrarem nos eixos.

IBRACON – NO ÂMBITO DE SÃO PAULO E DA USP, O SENHOR PRETENDE ADOPTAR ALGUMA POLÍTICA DE MAIOR APROXIMAÇÃO ENTRE FACULDADES E INSTITUTOS?

VAHAN AGOPYAN – Esse intercâmbio já existe, variando conforme a posição e as necessidades. Nosso intercâmbio com o Instituto Butantan, por exemplo, foi ampliado nos últimos anos graças às parcerias de pesquisadores nos estudos de doenças como dengue e as decorrentes do zika vírus. Os últimos diretores do Butantan eram todos da USP, como também os do IPT e do IPEN. Oferecemos, inclusive, programas de pós-graduação conjuntos. E essa integração tende a aumentar, visto que há a necessidade de as universidades e os institutos estarem cada vez mais preparados e integrados para atenderem às demandas da sociedade.

IBRACON – UM DOS TEMAS DE SUAS PESQUISAS É O DA SUSTENTABILIDADE NA CONSTRUÇÃO. QUAIS TRABALHOS VOCÊ VÊ COMO PROMISSORES NESTA TEMÁTICA? POR QUÊ? A USP TEM INTEGRADO ESSES GRUPOS DE PESQUISA?

VAHAN AGOPYAN – Ponto marcante nesta questão da sustentabilidade foi a redução de resíduos, não apenas entulhos, mas os incorporados na construção, como espessuras exageradas de revestimentos para acertar prumo, ou enchimentos desnecessários em lajes, quebra de componentes por falta de modulação e a ausência de reaproveitamento de resíduos para a produção de materiais. Segundo aspecto importante foi a redução de energia para a produção de materiais e a otimização em torno dos projetos para evitar quebras, cortes etc. Hoje, o foco é utilizar os conceitos de economia circular. Essa é uma tendência nova na construção civil. Isso significa que o resíduo de um é a matéria-prima de outro. É a economia circular: se reaproveita tudo e, assim, se diminui a geração de resíduos em geral. Esta é a indústria que mais utiliza matéria-prima, a que mais interfere no meio ambiente, porém também é aquela que pode melhorar os desmandos da natureza. Sustentabilidade é um conceito que incorpora, além do meio ambiente, as questões econômicas e sociais. Portanto, é um tripé importante que precisa



HOJE, O FOCO É UTILIZAR OS CONCEITOS DE ECONOMIA CIRCULAR. ESSA É UMA TENDÊNCIA NOVA NA CONSTRUÇÃO CIVIL. ISSO SIGNIFICA QUE O RESÍDUO DE UM É A MATÉRIA-PRIMA DE OUTRO





A CONSTRUÇÃO CIVIL SUSTENTÁVEL QUER DIZER SER MAIS AMIGÁVEL COM O MEIO AMBIENTE, ATENDER AOS ANSEIOS DA SOCIEDADE E SER ECONOMICAMENTE VIÁVEL



ser analisado. A construção civil sustentável quer dizer ser mais amigável com o meio ambiente, atender aos anseios da sociedade e ser economicamente viável.

Este é o norte dos trabalhos da Poli: a otimização dos processos construtivos, das perdas e dos materiais. Todo o desenvolvimento de novos materiais e projetos tem essa finalidade.

IBRACON – QUE PAPEL DESEMPENHARÁ O CIMENTO, O CONCRETO E OS MATERIAIS À BASE DE CIMENTO PARA A SUSTENTABILIDADE DO SETOR CONSTRUTIVO, CONSIDERANDO O DILEMA ENTRE A NECESSIDADE DE CRESCIMENTO DA DEMANDA POR ESSES MATERIAIS NOS PAÍSES EM DESENVOLVIMENTO E A URGÊNCIA EM MINIMIZAR O USO DE RECURSOS MATERIAIS E ENERGÉTICOS, E AS EMISSÕES DE CO₂, NA SUA PRODUÇÃO?

VAHAN AGOPYAN – A indústria cimenteira e de concreto, em geral, tem trabalhado nisso nas últimas décadas. Já atingimos os melhores valores possíveis quanto à otimização da produção de cimentos, porque estequiometricamente se produz CO₂, não tem jeito! É reação química! Houve enorme revolução na produção de cimento, com redução no consumo de energia e nas emissões. O consumo de clínquer nos aglomerantes, nos cimentos, também está sendo reduzido e está atingindo valores mínimos. Outra vertente é a redução de cimento por

metro cúbico de concreto. A norma especificava o uso mínimo de 300 quilos por metro cúbico de concreto. Hoje se faz concreto estrutural com menos de 180 quilos de cimento por metro cúbico. Isto representa uma indústria cimenteira mais amigável, com redução do consumo de clínquer, que é a parte que tem emissão de CO₂, e com redução do próprio teor de cimento. Então, a melhoria atinge todas as frentes possíveis. Isto faz com que a indústria de concreto não seja substituída pela indústria de outros materiais, por exemplo, de metais ou de polímeros reforçados. Eu acredito que a indústria cimenteira e a de concreto já assumiu esse papel desde o fim do século passado, modificando totalmente sua postura, o que fez com que não percesse e continuasse ativa. Hoje, os grandes pesquisadores de redução de consumo de cimento estão nas indústrias cimenteiras, porque, com isso, elas sabem que conseguem subsistir.

IBRACON – QUAL IMPACTO PODERÁ TER A INDUSTRIALIZAÇÃO DA CONSTRUÇÃO NESSE CENÁRIO FUTURO DE SUSTENTABILIDADE NO SETOR CONSTRUTIVO?

VAHAN AGOPYAN – Temos que encarar a construção como indústria desde já. A industrialização é uma realidade. O canteiro de obras é uma planta industrial. Com isso, se reduz desperdícios e o retrabalho e se otimiza o consumo de materiais.

IBRACON – NA SUA AVALIAÇÃO QUAL É O PAPEL DE INSTITUIÇÕES TÉCNICAS, COMO O IBRACON, EM RELAÇÃO AS PESQUISAS CIENTÍFICAS E TECNOLÓGICAS DESENVOLVIDAS NAS UNIVERSIDADES?

VAHAN AGOPYAN – A função dessas instituições é de difusão. Não se pode imaginar que todos os engenheiros civis e arquitetos tenham tempo de fazer cursos de especialização, que possam fazer atualização. Uma entidade como o IBRACON, fazendo seus eventos anuais, com grande repercussão, mantendo suas revistas, está contribuindo para a difusão de novas ideias. O IBRACON começou assim. Nas reuniões da entidade na década de 1970 já se debatiam as novidades, como os novos processos de dosagem, as novas abordagens e metodologias para o concreto, os novos tipos de adições, entre outros temas. Os Congressos do IBRACON foram e continuam sendo muito marcantes. Hoje, essas instituições existem e subsistem por causa desse papel de difusores do conhecimento.

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

VAHAN AGOPYAN – Embora eu esteja com o tempo cada vez menos livre, eu gosto de ler e ir ao cinema. Também gosto muito de andar. Eu e minha esposa, quando viajamos, não pegamos táxi para passear, gostamos de caminhar.



Três sistemas construtivos em empreendimento residencial econômico

JOSÉ ROBERTO PEREIRA DE LIMA – GESTOR EXECUTIVO DE OBRAS DA REGIONAL SÃO PAULO

CLÁUDIO PIRES COSTA – GESTOR DE OBRAS DA REGIONAL SÃO PAULO

MRV ENGENHARIA

I. INTRODUÇÃO

Grand Reserva Paulista será um complexo habitacional dotado de 25 condomínios residenciais, que totalizam exatos 7296 apartamentos com vagas de garagens. São 51 torres, sendo a maioria com 144 unidades autônomas, com 18 pavimentos cada (Fotos 1 e 2). O empreendimento da MRV Engenharia situa-se no bairro de Pirituba, região oeste de São Paulo, e contará com três centros comerciais, um centro de educação infantil, duas praças públicas com projeto paisagístico, equipamentos para exercícios físicos, abastecimento elétrico de áreas comuns via energia fotovoltaica e Wi-Fi gratuito por dez anos.

A obra começou a ser erguida em março de 2017, onde funcionava a antiga sede do Núcleo de Administração e Serviços do Banespa S/A (NASBE). O empreendimento contempla uma área com cerca de 180 mil m² e precisou movimentar 211 mil metros cúbicos de solo na fase de terraplanagem. A previsão de conclusão das obras é de até cinco anos e este megaempreendimento deve utilizar mais de 200 mil metros cúbicos de concreto e cerca de seis milhões de quilos de aço,



Foto 1 – Perspectiva aérea do canteiro de obras dos empreendimentos Grand Reserva Paulista e Spazio San Valentin

dando emprego à aproximadamente 3500 pessoas de forma direta e indireta. Todos esses materiais e mão de obra irão compor os condomínios do Grand Reserva Paulista juntamente com o condomínio Spazio San Valentin, um outro empreendimento MRV que ocupa o mesmo terreno e também irá desfrutar dos benefícios do megaempreendimento.

Os prédios do Grand Reserva Paulista e Spazio San Valentin têm projetos contemplando três sistemas construtivos. A clássica alvenaria estrutural, o sistema de paredes de concreto moldada no local e o siste-

ma de de estruturas pré-fabricadas de concreto, este último usado exclusivamente nos prédios-garagem dos empreendimentos.

2. EVOLUÇÃO DOS SISTEMAS CONSTRUTIVOS

Até o ano de 2009, a alvenaria estrutural era unanimidade nas obras da MRV, mas, aos poucos, vem sendo substituída por outros sistemas construtivos, especialmente no caso do Grand Reserva Paulista, onde não é o principal sistema utilizado nas torres do empreendimento. No local, apenas o Spazio San Valentin está sendo totalmente

construído em alvenaria estrutural, modelo clássico que se consolidou e se tornou popular ao longo dos anos (Foto 3). No entanto, outras tecnologias construtivas vêm se tornando viáveis no que se refere a custos, geração de resíduos, tempo de obra e mão de obra especializada.

Com 40% do total da obra concluída, o Spazio San Valentin possui três edificações em alvenaria estrutural e suas unidades residenciais se diferem dos demais prédios do Grand Reserva Paulista, que possuem um ou dois quartos e área total de até 44 m². Já os apartamentos de San Valentin contêm de um a três quartos e variação de área entre 42 m² e 66 m². Com a diferença de tipologias, as unidades oferecidas no Spazio San Valentin não seguiram os modelos pré-estabelecidos das demais torres do megaempreendimento, inviabilizando a produção de formas para que a execução ocorresse em paredes de concreto. O início da obra do Spazio San Valentin ocorreu em abril de 2017 e a construtora



Foto 2 – Projeção virtual do empreendimento Grand Reserva Paulista

prevê a entrega das três edificações no primeiro semestre de 2019.

Já as outras 48 torres do Grand Reserva Paulista serão completamente construídas de paredes de concreto (Foto 5). Em 2009, a construtora utilizou pela primeira vez a tecnologia no projeto do condomínio Spazio Belo Verde, em Mauá, cidade pertencente à região do ABC Paulista, zona sudeste da Grande São Paulo. Naquela ocasião, metade do empreendimento foi construído em paredes de concreto, resultando em três prédios que contabilizam 90 uni-

dades. Houve alteração no projeto inicial que seria totalmente executado em alvenaria estrutural. Com as mudanças, as paredes de algumas unidades passaram a ser de concreto com 10 cm de espessura e não mais de alvenaria estrutural. As unidades que mantiveram o projeto original possuem 14 cm de espessura para passagem de tubulação.

Na época, o sistema construtivo ainda não era regulamentado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), sendo a autorização para construção emitida via DATec (Documento de Avaliação Técnica), para atendimento das normas do Programa Brasileiro da Qualidade e Produtividade do Habitat (PBQP-H) e da Caixa Econômica Federal.

O canteiro de obras Grand Reserva Paulista possui uma evolução de 14% de conclusão desde o início das obras, há pouco mais de um ano. Até o momento já foram gastos 28 mil metros cúbicos de concreto. Os edifícios-garagem, todo em estrutura pré-moldada, utilizam vigas protendidas, painéis pré-fabricados e lajes alveolares de concreto, sendo os que estão em estágios mais avançados (Foto 4).

Uma vez que essas unidades necessitam de montagem e movimentação de peças de concreto no canteiro, a logística complexa demanda



CLÁUDIO PIRES COSTA

Foto 3 – Obras do empreendimento Spazio San Valentin (à esquerda) em alvenaria estrutural e Grand Reserva Paulista com paredes de concreto (à direita)





Foto 4 – Unidades de garagens em estágio avançado construídas com elementos pré-moldados

guindastes e veículos de grande porte. Desta forma, o projeto prevê que as garagens sejam os primeiros prédios a ficarem prontos, o que ocorre em um prazo de 60 dias para cada unidade. Sete prédios de garagens estão praticamente finalizados.

O concreto autoadensável utilizado para a produção das unidades residenciais obedece a critérios rigorosos na sua formulação. A opção por esta tipologia em relação ao concreto convencional ocorre em função de sua maior capacidade de fluidez e dispensa o uso

de vibradores, possibilitando reduzir o tamanho das equipes de concretagem.

O Instituto Falcão Bauer é o órgão responsável por realizar os ensaios de controle do concreto autoadensável. Há um laboratório montado no canteiro de obras para realizar os testes a partir de amostragens obtidas no próprio local, certificando a qualidade do produto. Ensaios de rompimento dos corpos de prova (CP) com idade de 12 horas e de três dias são feitos nos canteiros e os demais são enviados para o laboratório na matriz do fornecedor. As especificações para o concreto devem contemplar os resultados da Tabela 1.

Nos últimos anos, a construtora vem implementando de modo gradativo o sistema das paredes de concreto nos empreendimentos com perfil de financiamento “Minha Casa Minha Vida”, prioridade comercial da construtora. Entre os anos de 2015 e 2017, a aplicação do método construtivo nos canteiros de obras de novos condomínios aumentou 60% e a previsão é de que até o final de 2018 este número cresça ainda mais. Estima-se que neste ano ocorra um avanço de até 15%, resultando em um total de 85% de obras da empresa produzidas exclusivamente de paredes de concreto (Gráfico 1).

A observação de canteiros de obras mais limpos e a agilidade na montagem das formas, que consequentemente reduzem o tempo de produção de unidades residenciais, foram fatores determinantes para que empreendimentos à base de concreto se tornassem maioria entre os produtos da construtora. A organização dos canteiros de obra e a diminuição dos resíduos em relação à alvenaria estrutural tornaram-se uma solução sustentável para as obras da MRV.

▶ Tabela 1 – Características do CAA usado no sistema paredes de concreto

Resistência característica (f_{ck})	30 MPa
Módulo de deformação E_c (tangente)	≥ 24 Mpa aos 28 dias
Coefficiente de retração	$< 0,035$ % ¹
Resistência de desforma F_c (12h)	≥ 3 MPa
<i>Slump</i> inicial	50 ± 10
<i>Flow</i>	700 ± 50
Fator água cimento a/c	$\leq 0,6$
Diâmetro máximo do agregado	12,5 mm
Ar incorporado máximo	3 %
Temperatura de entrega do concreto	35 ± 3 °C
Tempo em aberto para manutenção do <i>flow</i>	30 min no mínimo + tempo de transporte
Espalhamento	SF2
Habilidade passante pelo anel J	PJ1
Viscosidade	VS2
Segregação	SR1

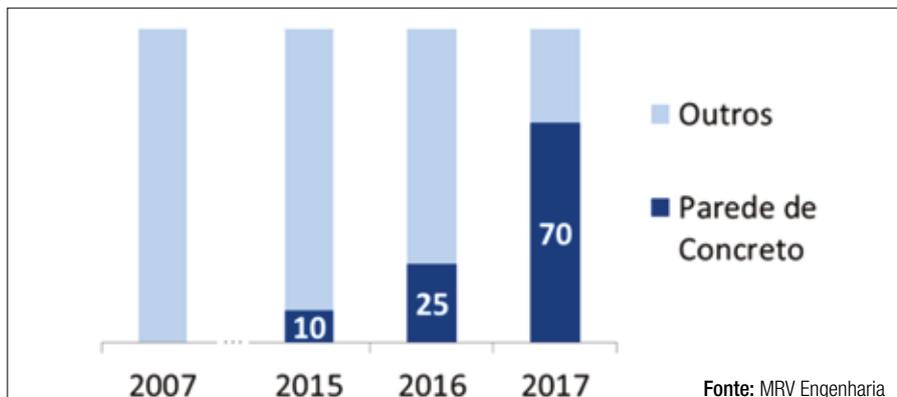
¹ Curado nas mesmas condições da obra, segundo a norma ASTM C157, aos 63 dias;

² Classe de agressividade II;

³ Os cimentos adotados serão o CP II F 40 ou CP V, porém não haverá consumo mínimo, devendo cada fornecedor definir o ideal ao seu traço;

⁴ Utilizar fibras têxteis para evitar retração inicial (min 300 g/m³) – Material: polipropileno, tipo multifilamento; massa específica : 0,90+/-0,05 g/cm³; comprimento mínimo: 20 mm;

⁵ Caracterização do concreto auto-adensável segundo a NBR 15823:2010.



► Gráfico 1

Evolução da aplicação do método construtivo das paredes de concreto nos empreendimentos MRV (%)

O avanço do uso do sistema construtivo paredes de concreto moldado no local em empreendimentos MCMC vem seguindo um crescimento contínuo. Entre os anos 2014 e 2015, houve um aumento de 16% nas obras que utilizaram o sistema, segundo os dados da Caixa Econômica Federal (CEF), principal entidade financeira fornecedora de crédito para aquisição das unidades.

3. CONCRETO E SUSTENTABILIDADE

A empresa realiza em suas obras o processo de reaproveitamento de concreto. A ação tem o objetivo de fabricar peças pré-moldadas no próprio canteiro, gerando economia na destinação dos resíduos que seriam retirados por caçambas e caminhões. Essas peças, de uso não estrutural, podem ser utilizadas na obra onde são produzidas ou em demais canteiros da companhia (Foto 6).

A estimativa da equipe de Segurança, Saúde e Meio Ambiente (SSMA) da construtora é de que 57% de todo o resíduo gerado em cada empreendimento seja proveniente de componentes à base de cimento, de classe A, ou seja

reutilizáveis ou recicláveis como agregados, como blocos, placas de revestimento, argamassa, concreto, meio-fio, entre outras. Após detalhado estudo de caracterização e dosagem, todo esse material se torna piso intertravado, concretograma ou elemento vazado.

A expectativa da construtora é executar em torno de 80% dessas peças usadas na MRV com material proveniente das sobras de concreto, tanto do sistema construtivo parede de concreto moldado no local quanto da alvenaria estrutural. Tais ações constam nos Planos de Gerenciamento de Resíduos da Construção

► Tabela 2 – Geração de resíduos de construção por classe

Classe	Volume (m³)	%
A	1596	57%
B	784	28%
C	392	14%
D	28	1%
Total	2.800	100%

Civil (PGRCC), específicos para cada obra, em acordo com a resolução 307 do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). Durante o processo de demolição da infraestrutura do antigo NASBE, mais de 60 mil metros cúbicos de resíduos de concreto foram reaproveitados, sendo que grande parte da estrutura antiga era formada por alvenaria convencional.

Segundo dados publicados no Panorama de Resíduos Sólidos no Brasil, realizado pela Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais (ABRELPE), o setor de construção civil gerou, nos municípios brasileiros, cerca de 123 toneladas por dia de entulhos originados de novas construções e demolições em 2016. Somente a região Sudeste, neste mesmo ano, foram



Foto 5 – Prédio com paredes de concreto no canteiro Grand Reserva Paulista





JÉSSICA CASTELO BRANCO

Foto 6 – Reaproveitamento de materiais no canteiro de obras Grand Reserva Paulista e San Valentin

produzidas 64 toneladas diárias, o que corresponde a 52% de todo o resíduo produzido no país a cada dia.

O avanço do sistema construtivo das paredes de concreto pode ajudar a diminuir essas estatísticas. A estimativa da MRV de geração de resíduos para edificações que adotam processos construtivos convencionais é de 0,125 m³ de resíduos para cada m² construído. Estima-se ainda que são gerados 2.800 m³ de resíduos por cada empreendimento, e, como referência, o volume total a ser gerado equivale a aproximadamente

560 caçambas tradicionais (5 m³). A Tabela 2 demonstra a porcentagem de geração de resíduo por classe.

4. GRUPO DE TRABALHO PAREDES DE CONCRETO

Os procedimentos e métodos utilizados pelos engenheiros da construtora são frutos de um trabalho técnico e científico que começou há cerca de 10 anos.

Desde 2007, a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), a Associação Brasileira das Empresas de Serviço

de Concretagem (ABESC) e o Instituto Brasileiro de Tela Soldada (IBTS) aliam forças junto a construtoras, dentre elas a MRV Engenharia, para desenvolver os estudos técnicos e científicos sobre a tecnologia das paredes de concreto, pouco explorada em âmbito nacional até aquele momento (NE: veja matéria nesta edição). Como resultado dessa união ocorreu a conquista da norma “ABNT NBR 16055:2012 – Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos”, que abrange todas as edificações construídas com concreto por esse sistema, independentemente da altura ou número de pavimentos.

5. CONCLUSÃO

A necessidade de redução do déficit habitacional e avanço do programa Minha Casa Minha Vida fizeram com que a MRV buscasse inovação no mercado. A construtora buscou identificar opções construtivas que trouxessem o conceito de industrialização para os canteiros, consequentemente refletindo em maior competitividade da empresa junto ao mercado. Outro ponto importante na decisão foi o projeto arquitetônico do empreendimento, compatível para sua aplicação devido a produção em grande escala da mesma tipologia.

Nos últimos 2 anos, a MRV esteve realizando estudos, implementou melhorias e mudanças nos materiais como concreto, formas e processos de execução. A construção em grande escala de unidades habitacionais em parede de concreto tem sido um marco de ruptura nos padrões tecnológicos e de mercado para o setor de construção no Brasil. A solução em alvenaria estrutural foi mantida apenas nos edifícios com tipologia fora do padrão geral do empreendimento. 

► Tabela 3 – Ficha técnica do empreendimento Grand Reserva Paulista

Projeto – Arquitetura	Candusso Arquitetos
Projeto – Fundação	Sergio Velloso Projetos
Projeto Estrutural – Cintamento	RKS
Projeto Estrutural – Torres	Sanest
Fornecedor - Edifícios-Garagem	Marna Pré-fabricados, LMD Construções, Baumecc Construções Pré-moldadas
Fornecedor – Fôrma	Forsa
Fornecedor – Controle Tecnológico	Falcão Bauer
Fornecedor – Concreto Fundação	Engemix, Supermix, Intercement
Fornecedor – Concreto Parede	Engemix, Intercement, Hipermix

Alvenaria estrutural em edifício de 24 pavimentos

FABIO FREIRE – ARQUITETO

PAULO PUGLIESI FILHO – ARQUITETO

NAIARA ALBESSÚ – ENGENHEIRA

DHF CONSTRUTORA E INCORPORADORA

I. INTRODUÇÃO

A alvenaria como estrutura é provavelmente um dos sistemas construtivos mais antigos do mundo, existente desde as primeiras civilizações quando se buscava uma forma de organizar blocos de pedras e criar abrigos. Hoje, trata-se de um sistema complexo que agrega cálculos específicos, blocos industrializados com grande resistência e precisão geométrica, modularidade, racionalização e planejamento.

No Brasil, é hoje um sistema bem consolidado, com investimentos em materiais e equipamentos específicos, e normas técnicas atualizadas, sendo referência no mercado mundial.

No entanto, até a década de 80, a alvenaria estrutural era vista com desconfiança e tratada como sinônimo de construção popular devido ao grande número de conjuntos habitacionais que utilizavam este sistema.

Com a migração do sistema para o médio e alto padrão, investiu-se em tecnologias, fazendo com que se consolidasse como opção viável, trazendo velocidade, racionalização, produtividade e economia.

A possibilidade de se construir com menores custos fez com que o setor redescobrisse o sistema, somando novas práticas, tornando-o moderno e focado na modularidade e racionalização.



► **Figura 1**
Projeto do Residencial Sky

2. DESCRIÇÃO DO EMPREENDIMENTO

O Residencial Sky é um edifício de 24 pavimentos, que está sendo construído em alvenaria estrutural. É constituído por 132 apartamentos, sendo 126 unidades de 58m², com 02 dormitórios, e 06 unidades duplex de 116m², com 03 dormitórios, totalizando uma área de 10.500m². Possui térreo com pilotis em concreto armado e 23 pavimentos em alvenaria estrutural.

A incorporação e construção do empreendimento é da DHF Construtora e Incorporadora, o projeto de arqui-

tetura foi desenvolvido pelo escritório Hunnicutt&Freire Arquitetos, e o projeto estrutural foi desenvolvido pela Engcap.

3. MOTIVOS DA ESCOLHA DO USO DA ALVENARIA ESTRUTURAL NO PROJETO

A escolha da Alvenaria Estrutural como sistema construtivo levou em consideração aspectos que vão desde a cultura do mercado consumidor até a execução, analisando fornecedores de material, mão de obra local, disponibilidade de equipamentos, projeto, experiência anterior da construtora, dentre outros.

Em relação ao projeto, o sistema de alvenaria estrutural já havia sido escolhido para o empreendimento desde sua concepção inicial. Dessa forma, os aspectos relacionados à modularidade, interferência com instalações hidráulicas e elétricas, esbeltez do edifício (que está diretamente relacionada à taxa de armação), dimensão de vãos, limitação de lajes em balanço, detalhes construtivos, dentre outros, foram definidos previamente, a fim de favorecer a aplicação do sistema. Esse processo de concepção de projeto exclui ainda as tomadas de decisão e ajustes do canteiro de obras, garantindo maior produtividade e racionalização ao processo.

Por se tratar de um edifício bastante alto para os padrões da alvenaria

estrutural (24 pavimentos), os blocos deveriam possuir elevado padrão de qualidade, garantia de dimensões e resistência conforme projeto. Conforme indicado a seguir, blocos de resistência f_{bk} de 26 MPa foram utilizados nos primeiros pavimentos, o que implica resistência do concreto superior a 50 MPa. Talvez essa seja uma das primeiras aplicações de bloco de concreto com essa resistência no mundo. Sendo assim, optou-se por adquirir blocos de uma renomada indústria de blocos sediada em Guarulhos, São Paulo, fornecedor com bastante experiência e aparato tecnológico necessário à produção de blocos de alta resistência. A mão de obra necessária para execução foi contratada com grande antecedência ao início dos serviços. A equipe utilizada já executou outras obras da construtora, portanto, o padrão de qualidade e atendimento aos procedimentos já é de conhecimento desta.

Portanto, pode-se perceber que os principais aspectos relacionados a mercado, projeto, material e mão de obra foram levados em consideração, tornando a execução do empreendimento viável.

4. VANTAGENS DO SISTEMA

As vantagens na utilização da tecnologia construtiva em alvenaria estrutural são:

- ▶ racionalização no uso de insumos e matérias-primas;
- ▶ redução do desperdício por conta de modulação;
- ▶ velocidade de execução e aumento de produtividade;
- ▶ padronização das soluções de projeto e de execução;
- ▶ economia, em função do menor prazo para execução e da redução do desperdício.

5. CONCEPÇÃO DO PROJETO - ANÁLISE CRÍTICA SOBRE A MODULAÇÃO DOS BLOCOS

O projeto arquitetônico do empreendimento teve como base empreendimento da construtora com 4 unidades por pavimento, com sucesso de mercado e já modulada.

Como o novo empreendimento possuiria 06 unidades por pavimento, parte do edifício tinha sua modulação já considerada no projeto arquitetônico e outra parte não. Finalizado o novo projeto arquitetônico, ele foi então enviado ao projetista estrutural que realizou a revisão de toda a coordenação modular, considerando os tipos de blocos existentes no portfólio de produtos da empresa fornecedora dos blocos a ser utilizada, elaborando uma proposta inicial de projeto estrutural e de modulação (Figuras 3 e 4). Essa proposta foi revisada pela construtora a partir da sua experiência na concepção e execução das torres anteriores que foram também feitas em alvenaria estrutural. No projeto estrutural houve bastante cuidado, principalmente, levando em consideração a altura do edifício de 24 pavimentos.

Desenvolvida a proposta inicial de modulação, o departamento de projetos da construtora utilizou um software BIM para realizar a modelação em 3D de todos os pavimentos-tipo da edificação. Esse desenvolvimento foi de extrema importância nessa revisão e na definição final da coordenação modular, pois permitiu “construir” virtualmente os pavimentos, analisando as interferências e antecipando os problemas de modulação entre os diferentes tipos de blocos e complementos. Para tal “construção” virtual, a equipe de projetos da construtora precisou modelar em 3D todos os blocos e complementos a serem utilizados no projeto e,



▶ **Figura 2**
Planta do pavimento

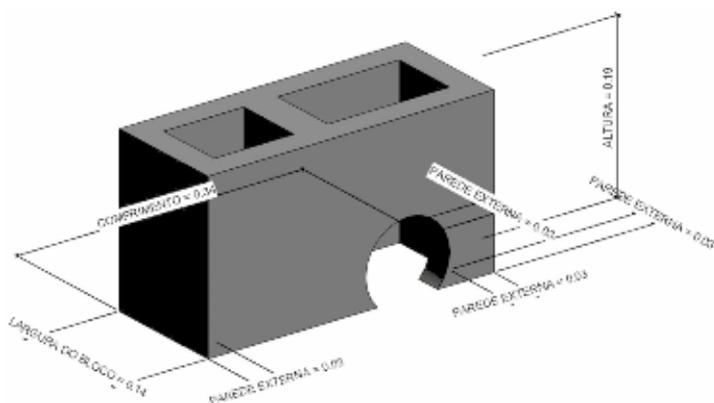
posteriormente, montar fiada por fiada todas as paredes da construção, definindo todos os detalhes da alvenaria, interferência entre sistemas estruturais e quantitativo de materiais.

Finalmente, a proposta foi enviada novamente ao projetista estrutural, que finalizou os cálculos e definiu os pontos de graute e demais especificações de armaduras. De posse dos cálculos e definições finais, a equipe de projetos da construtora realizou os ajustes e desenvolvimentos finais do modelo 3D, inserindo armações, pontos de graute e janelas de inspeção. Posteriormente, foram inseridos também todas as furações nos blocos para inserções dos pontos de elétrica e sistemas, objetivando ao máximo a antecipação de interferências (Figuras 5, 6 e 7).

Apesar dessa necessidade de adaptação, a modulação final deste empreendimento ficou com uma variedade de 16 tipos de blocos e



► **Figura 3**
Modulação de um pavimento-tipo



► **Figura 4**
Detalhe de um bloco com janela de inspeção



► **Figura 5**
Detalhe da modulação dos diferentes tipos de blocos

compensadores, apresentando solução racionalizada para a necessidade do empreendimento.

O uso do BIM no modelamento final da alvenaria foi de grande importância para a correta definição dos modelos de blocos, canaletas e compensadores a serem utilizados. Durante a execução dessa atividade, a equipe de projetos pode verificar de maneira mais assertiva as interferências de amarração e a necessidade de uso de blocos de amarração T de 54cm e de amarração L de 34cm, bem como o uso de compensadores 1/4 de 9cm e 1/8 de 4cm.

Igualmente, a partir do modelamento final da alvenaria feito no BIM, foi possível realizar ajustes no planejamento físico e financeiro que havia sido desenvolvido inicialmente para a obra.

Dessa forma, diversas possíveis interferências foram resolvidas ainda na fase de projeto, anterior à execução, tais como: pontos de elétrica e hidráulica que haviam sido posicionados em pontos de graute, questões com amarração de blocos, corretos posicionamentos de vãos de portas e janelas.

6. ESPECIFICAÇÃO DE MATERIAIS E COMPONENTES

Para a execução do edifício foram especificados blocos de concreto fabricados. Quanto à forma geométrica, foram utilizados 16 tipos, sendo 06 de blocos, 06 de canaletas, 02 de compensadores e 02 de vedação. Na Figura 8 podemos visualizar as tipologias aplicadas.

Para assentamento e grauteamento dos blocos optou-se pela utilização de argamassa e graute industrializados específicos para assentamento de blocos de concreto.

A resistência dos blocos, argamassa e graute foi definida pelo calculista



estrutural. Os blocos começam com 26 MPa nos primeiros pavimentos até 4 MPa nos últimos andares.

7. ARMAÇÕES

A tecnologia em alvenaria estrutural trabalha com armações nos pontos de graute e canaletas (Figura 9).

Cada pavimento de apartamentos possui 571 pontos de graute, sendo ao todo 13.133 pontos nos 24 pavimentos. Cada ponto de graute é composto por 1 barra Ø12.5mm com 1,70m de comprimento e 1 barra Ø12.5mm com

2,50m, com traspasse de 0,6m. A barra de 2.5m avança sobre a laje do pavimento superior em 0,6m.

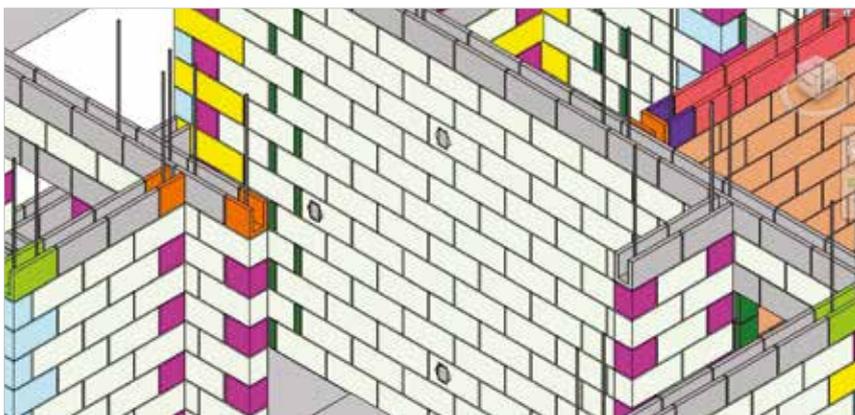
8. EQUIPAMENTOS E FERRAMENTAS PARA EXECUÇÃO DA OBRA

Foram considerados para a execução da obra os equipamentos e ferramentas listados abaixo:

- ▶ 02 elevadores para transporte de funcionários e carga (serão instalados após o 5º pavimento);
- ▶ Empilhadeira para transportar pa-

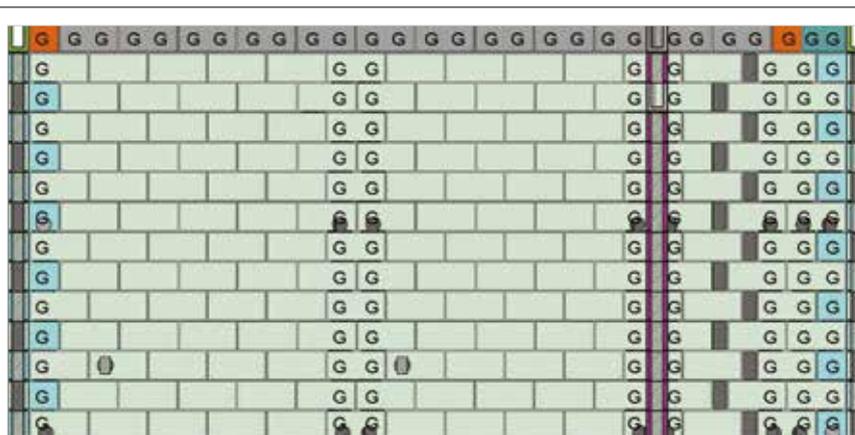
letes de blocos e demais materiais, do caminhão de abastecimento até o local de estocagem, e do local de estocagem até a entrada do elevador de carga;

- ▶ Carrinhos de carga para transporte dos pallets de blocos, passando pelo elevador e levando até o local onde será ser assentado, nos devidos andares;
- ▶ Misturadores elétricos de argamassa e graute distribuídos pelo pavimento onde estiver sendo executada a alvenaria;
- ▶ Materiais básicos, além de galgas de 1 cm como gabarito para o



▶ **Figura 6**

Detalhe da modulação dos diferentes tipos de blocos com a localização das caixas de elétrica



▶ **Figura 7**

Vista de uma das paredes, contendo a localização dos pontos de elétrica, as janelas de inspeção de graute e os pontos de graute



▶ **Figura 8**

Tipologias aplicadas no projeto

espaçamento correto de junta entre os blocos.

- ▶ Central de cortes: a construtora optou por montar uma central de cor-

tes em blocos no pavimento térreo. Essa central conta com 01 Extrusora que realiza cortes para elétrica, telefonia e janelas de inspeção. A

realização das furações nos blocos previamente à sua utilização demandou um projeto de modulação mais detalhado, porém aumentou o controle do uso e a verificação do correto posicionamento das janelas de inspeção e pontos de elétrica, telefonia e sistemas.

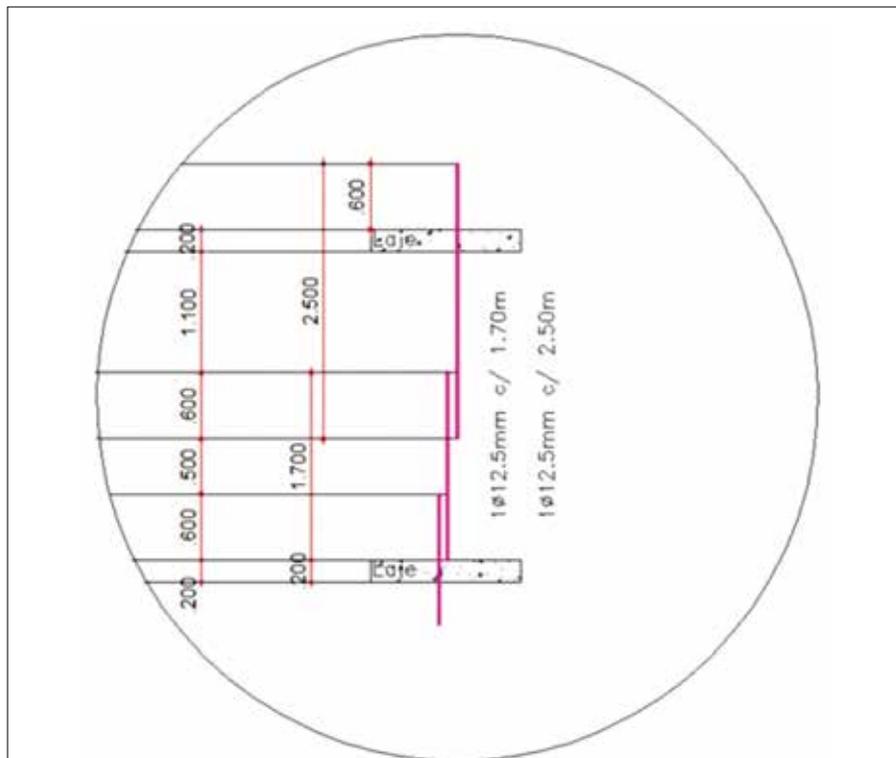
9. EQUIPES DE TRABALHO E FORMA DE RELACIONAMENTO ENTRE A EXECUÇÃO DAS TAREFAS

A execução da alvenaria, a fabricação da argamasse e do graute, e os controles da sua produção ocorrem conforme determina a norma ABNT NBR 15961-2 – Alvenaria Estrutural: Blocos de concreto – Parte 2: Execução e controle de obras.

Para a correta execução dos serviços, foram desenvolvidos Procedimentos de Execução de Serviço e Fichas de Verificação de Serviço, dentre eles, para a execução da alvenaria e produção da argamassa e do graute, funcionários da produção foram treinados e verificações constantes durante a execução dos serviços são feitas, de modo a garantir a sua aderência aos projetos e a qualidade construtiva.

A marcação da 1ª fiada ficou sob responsabilidade do encarregado da construtora, sendo conferida posteriormente pelo engenheiro da obra.

O serviço de limpeza do fundo dos blocos que receberão graute, a colocação das barras de ferro verticais, colocação de grampos de amarração, assentamento das fiadas até o respaldo das paredes, colocação do graute em seus respectivos pontos indicados em projeto, limpeza do andar no final do dia, colocação de forma metálica e com ferragem da escada de todos os pavimentos ficaram por conta da empresa terceirizada.



▶ **Figura 9**
Detalhe das armaduras do graute vertical



▶ **Figura 10**
Ferramentas para execução



A concretagem das lajes é feita por mão de obra terceirizada.

A colocação de folhas de portas, aplicação do gesso, pintura interna e externa é feita por empresas terceirizadas.

O abastecimento de materiais nos andares de trabalho de alvenaria, a colocação dos corrugados de elétrica, caixas, batentes de madeira e a laje ficaram sob responsabilidade da construtora.

IO. PROCEDIMENTO DE PRODUÇÃO DA ALVENARIA

A sequência de produção empregada consiste:

- ▶ Colocação da proteção na periferia do edifício;
- ▶ Colocação de ponto de energia e água no andar para o misturador elétrico;
- ▶ Marcação da 1ª fiada (blocos com as janelas de inspeção previamente furados no térreo, onde serão grauteados posteriormente);
- ▶ Conferência da marcação, checando medidas dos cômodos, esquadro em ângulos retos, lados de assentamento dos blocos (o bloco de 34 pode ser assentado do lado errado, fazendo que não concorde a fiada de cima com alinhamento e dimensões do bloco da próxima fiada) e desalinhamentos com as fiadas do andar de baixo (este momento é primordial, pois se a 1ª fiada está bem feita, a probabilidade do serviço ser realizado com qualidade é muito grande, no que diz respeito a sequência de modulação);
- ▶ Limpeza das bases dos blocos onde serão grauteados, removendo toda a massa de assentamento da 1ª fiada;
- ▶ Colocação de materiais no pavimento (blocos, sacos com argamassa, grampos de amarração, barras de aço), para posterior amarração de



a Furação de bloco com extrusora



b Bloco com caixinhas instaladas

▶ **Figura 11**
Máquina extrusora e cortes realizados para elétrica



▶ **Figura 12**
Etapa prévia de concretagem da laje de um pavimento-tipo, com as ferragens de espera dos pontos de graute

- alvenaria de vedação, e ferramentas para execução;
- ▶ Assentamento dos blocos até a 7ª fiada, com respectivos grampos (indicados em projeto), enchendo as

canaletas das contravergas das janelas e peitoris de áreas de serviço (o electricista acompanha esta etapa, pois vai inserindo os corrugados por dentro dos blocos);

- ▶ Conferência de colocação de todos os grampos e checagem de argamassa de assentamento, que pode diminuir muito o espaço interno onde será aplicado o graute (que-
- ▶ Limpar novamente a base de concreto da laje, onde será grauteado;
- ▶ Grauteamento;
- ▶ Subida da proteção periférica;

brar rebarbas caso necessário);

- ▶ Montagem de andaimes metálicos;
- ▶ Assentamento dos blocos da 8ª fiada até a 14ª, com respectivos grampos (indicados em projeto), enchendo as canaletas das contravergas e vergas das janelas e dos vitrôs (o electricista acompanha esta etapa, pois vai inserindo os corrugados por dentro dos blocos);
- ▶ Colocação de formas e armação para vigas de concreto especificadas em projeto;
- ▶ Colocação de armadura na cinta de amarração e grauteamento;
- ▶ Conferir nível do respaldo;
- ▶ Subida da proteção periférica;
- ▶ Colocação de laje escorada, com armadura e com tubulação de elétrica;
- ▶ Checagem das escoras e armaduras para liberação de concretagem posterior;

- ▶ Colocação de gabarito metálico para garantir medidas e ângulos nos fossos dos elevadores, pois o mesmo está no limite das dimensões das cabines e trilhos por conta do cálculo de tráfego (não existe margem de erro para este caso);
- ▶ Colocação do madeirite plastificado em todo o perímetro do edifício e onde existem shafts e dutos para delimitar a área de concretagem;
- ▶ Montagem da forma metálica da escada com ferragem;
- ▶ Concretagem da laje;
- ▶ Colocação de mangueiras com bicos aspersores, sobre a laje, para manter qualidade na cura do concreto.

Todos os blocos têm que subir já previamente cortados/furados para os andares onde serão utilizados. Desta forma, além de aumentar a produtividade, evita a geração de sobras e pó, transporte vertical de entulho, poluição sonora e ainda diminui o risco de acidentes.



▶ **Figura 13**

Etapa de assentamento dos blocos até a 7ª fiada



▶ **Figura 14**

Etapa de assentamento das últimas fiadas

II CONTROLE DA PRODUÇÃO E DA QUALIDADE

O acompanhamento dos serviços é feito através de FVS – Fichas de Verificação de Serviços, que contêm a sequência crítica de execução do serviço, o monitoramento da qualidade e data do término de cada etapa para cada serviço.

O controle tecnológico da alvenaria, da argamassa e do graute é realizado conforme definido na ABNT NBR 15961-2 – Alvenaria Estrutural: Blocos de concreto – Parte 2: Execução e controle de obras. Consiste na moldagem e ensaios de resistência à compressão de corpos de prova da argamassa e do graute, através de empresa especializada, para cada resistência definida e da construção e ensaio de resistência à compressão de prismas, também para cada grupo de resistência de bloco + argamassa + graute (Figura 15).

12. CONCLUSÃO

Através do estudo de caso do empreendimento chega-se à conclusão de que a alvenaria estrutural é um sistema construtivo bastante eficiente, que permite alto grau de padronização e racionalização. No entanto, para que este potencial seja aproveitado, é de extrema importância que sejam feitos investimentos em projeto, execução e planejamento de obra.

O estudo de caso realizado representa um bom exemplo de investimento feito na fase de projeto, no qual a construtora DHF investiu na tecnologia BIM para a construção virtual de pavimentos-tipo, com o intuito de minimizar interferências e possíveis problemas.

Por fim, conclui-se que a realização de um edifício de 24 pavimentos em alvenaria estrutural, apesar de incomum,

é vantajosa se realizada com projetos detalhados e com planejamento da execução, aquisição e armazenamento de insumos. Pôde-se verificar uma menor ocorrência de falhas de fornecimento de materiais, uma menor ocorrência de desperdícios e perdas

de materiais por falhas de manuseio e armazenamento, uma maior aderência ao planejamento físico e um processo evolutivo na execução dos serviços em função da repetitividade. Dessa forma, as vantagens e expectativas esperadas se mostraram atendidas. 



► **Figura 15**

Ensaio da resistência à compressão de prisma



► **Figura 16**

Alvenaria finalizada na edificação

História da alvenaria estrutural no Brasil

CARLOS ALBERTO TAUIL – ARQUITETO

SÓCIO-DIRETOR DA MÉTRICA ASS. E CONS. ARQ. E CONST. CIVIL E ACESSOR TÉCNICO DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DE BLOCOS DE CONCRETO – “BLOCOBRASIL”

I. INTRODUÇÃO

A Alvenaria Estrutural tem sido usada há séculos pelo mundo afora. Entretanto, alvenaria Estrutural com Blocos de Concreto é uma inovação relativamente recente. Em meados do século passado, máquinas manuais produziam os blocos, mas, a partir dos anos 1960, com a construção de usinas hidrelétricas no Brasil e, portanto, a necessidade de se construir uma vila para os milhares de trabalhadores, a construtora importou dos Estados Unidos máquinas do tipo vibroprensa, mecânicas e de alta capacidade de produção de blocos de concreto, para serem usados nas alvenarias estruturais de casas, escolas, hospitais etc., que, após a conclusão da usina, viraram cidades, como Jupia e Ilha Solteira, no oeste do estado de São Paulo.

2. CONSTRUÇÃO DE MORADIAS

A industrialização no Brasil após a Segunda Guerra Mundial levou a que grande massa de trabalhadores do campo migrasse para as cidades à procura de empregos de melhor qualidade, fazendo com que a rápida urbanização demandasse a construção de moradias para atender essa população recém-instalada nas áreas urbanas.

Somente em 1965, já no governo militar, decide-se criar um grande pro-



Operários executando a construção de edificação em alvenaria estrutural

grama de construção de moradias por meio da fundação do Banco Nacional de Habitação (BNH) e de um sistema de crédito e financiamento para permitir a construção de milhares de moradias financiadas a essa leva de novos moradores das cidades.

Com esse modelo de crédito e financiamento, em 1968 é construído no bairro da Lapa, em São Paulo, o primeiro conjunto de prédios residenciais em Alvenaria Estrutural (AE) de blocos de concreto. Na época, o meio técnico chamava esse tipo de estrutura de Alvenaria Armada. No começo, eram erguidos prédios de quatro andares e, posteriormente, de até doze andares.

Nessa época, uma indústria instala-

da junto a uma pedreira em Guarulhos, com máquinas trazidas da obra da construção das casas da vila das usinas hidrelétricas citadas, passa a ser a primeira fornecedora de blocos estruturais de concreto para AE em São Paulo. Os diretores dessa indústria observaram então o grande potencial de mercado para a comercialização de blocos estruturais na construção de edifícios habitacionais, cujos projetos induziam à construção de paredes repetitivas e moduladas em 20 cm, com blocos estruturais 19x19x39 cm.

O eng. Cid Luiz Racca, um dos diretores dessa indústria, apresenta no 1º Encontro Nacional da Construção (Enco), em 1972, um manual de



cálculo orientativo para o projeto estrutural em Alvenaria Armada, quando ainda não tínhamos normas brasileiras de projeto de AE. Havia, no entanto, desde 1968, mas ainda ignorado pelo meio técnico em geral, um anteprojeto de norma elaborado na COPPE/UFRJ (Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro) pelo engenheiro e professor-doutor Fernando Luiz Lobo Carneiro (1913-2001), feito por encomenda do BNH, mas sem uso até então, porém de conhecimento do eng. Jorge Kurken Kurkdjian (1937-1989).

Como arquiteto, e tendo projetado e acompanhado a construção de sobrados e edifícios de quatro pavimentos entre 1972 e 1975 na construtora Zarcos Imóveis, atividades nas quais pude aplicar conceitos de coordenação modular desenvolvidos com o grupo SAR, na Holanda, vi na AE grande potencial para o desenvolvimento de um sistema construtivo muito flexível em termos de organização do espaço, permitindo soluções arquitetônicas para a construção de edificações as mais diversas.

A título de exemplo, em 1975 a Cia. Construtora Guaratinguetá tinha um desafio para construir o Edifício Muriti, em São José dos Campos (SP), com pilotis e mais 16 pavimentos-tipo. O prazo era muito pequeno e só foi viabilizado com o projeto estrutural em alvenaria armada elaborado pelo eng. José Luiz Pereira, um pioneiro no Brasil no cálculo de edifícios altos em alvenaria armada de blocos de concreto.

A partir de 1976, trabalhando na indústria de blocos, fui testemunha ocular do desenvolvimento da AE em várias construtoras da época: Balbo, Concima, Tibério, Sergus, Jaú etc. Essas empresas produziam habitações para os Inocoop's (Instituto de Orientação às Cooperativas Habitacionais de São Paulo), Cohab's (Central da Habitação da Prefeitura de São Paulo) e para o mercado imobiliário. A cada obra, observávamos a necessidade de criar novos tipos de blocos, além do bloco inteiro: o meio-bloco, a canaleta inteira, a meia-canaleta e outros. Mais tarde, quando se passou a projetar as paredes com blocos de 14x19x39 cm, foi necessário fabricar blocos de canto de

14x19x34 cm e blocos de encontro de paredes estruturais de 14x19x54 cm, para se manter a modulação de 20cm.

Com o conhecimento da literatura americana da *National Concrete Masonry Association (NCMA)*, das normas americanas da *American Standard for Testing and Materials (ASTM)* e uma palestra do eng. Greer Ferver, de San Diego, Califórnia (EUA), que havia sido proferida no Instituto de Engenharia de São Paulo (IE-SP) em 1968 e na qual foram mostrados o projeto e a construção do primeiro edifício (Hotel Hanalei) feito em Alvenaria Armada nos Estados Unidos, alguns calculistas se propuseram a enfrentar projetos de edifícios mais altos, mesmo não existindo até então normas da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas).

Em 1977, a Cohab-SP coloca em licitação o primeiro conjunto de 37 prédios para serem erguidos em Itaquera, bairro da zona leste de São Paulo. A construtora Beter aceitou o desafio de utilizar um projeto alternativo em Alvenaria Armada, elaborado pelo escritório do eng. Kurkdjian, projeto este contratado como investimento de uma indústria de blocos de concreto, apostando no sucesso da empreitada. Estavam certos, pois a partir daí muitos outros conjuntos de edifícios de quatro e cinco pavimentos foram feitos em Alvenaria Armada.

3. DISCUSSÕES TÉCNICAS DA AE, SUA NORMALIZAÇÃO BRASILEIRA E ENSINO

Após um Seminário de Alvenaria Estrutural no Instituto de Engenharia de São Paulo (IE-SP), no final de 1977, com grande participação da cadeia produtiva da construção civil, é finalmente instalada a Comissão de Estudo das Normas Brasileiras de Alvenaria Estrutural com Blocos Vazados de



Edifício residencial com 19 pavimentos, em Diadema (Construtora Tecnisa)

Concreto Simples, pelo comitê CB-2 da ABNT (Comitê Brasileiro da Construção Civil da ABNT). Faziam parte desta comissão, quando da instalação, os calculistas Kurkdjian e José Luiz Pereira, engenheiros Carlos Eduardo TANGO e Paulo Helene, do IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo); engenheiros Wanderley Guimarães, da Concremat, Salvador Giamusso, da ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), e este autor, além de diversos outros colegas de construtoras e indústrias.

Depois de mais de duzentas reuniões, realizadas entre 1977 e 1989, e mais de 100 participantes ao longo desse tempo, finalmente foi editada a norma brasileira de projeto, última norma do conjunto de normas de requisitos, ensaios diversos de resistência à compressão simples de bloco, prisma e parede, além da norma de

execução e controle. Vale lembrar que hoje essas normas estão todas revisadas, acompanhando o estado da arte da normalização internacional, sob a coordenação do eng. Prof. Dr. Guilherme Parsekian.

Um evento de bastante repercussão, em 1978, foi o Colóquio de Alvenaria Estrutural, promovido pelo IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto), com apresentação de trabalhos em relação a projetos, produção de blocos, ensaios, controle estatístico dos blocos de concreto, visita a uma obra do arq. Fuad Jorge Curi na Vila Santa Catarina, em São Paulo. Nessa obra, o sistema construtivo de AE se completava com lajes, escadas e vergas pré-fabricadas, com o uso de blocos arquitetônicos nas fachadas, sem utilizar carpintaria, portanto, sem o uso de madeira. Tratava-se de um conjunto de quatro torres de doze pavimentos em formato de “Y”, com seis apartamentos por andar.

Após esse colóquio e uma viagem deste autor com o Eng. Kurkdjian aos Estados Unidos para saber se havia tido alguma mudança no critério de projeto de AE por tensões admissíveis para estado-limite último, voltamos com a convicção que no estado da arte de então (1980), a norma de projeto deveria caminhar pelo critério de tensão admissível, que perdurou até a sua revisão em 2013, quando passou a adotar o critério de estado-limite.

Apesar de muitas palestras feitas pelo Brasil sobre o sistema construtivo em AE, surgiram apenas exemplos pontuais de obras com este sistema devido à falta de uma indústria forte instalada nos estados do Sul, Sudeste, Nordeste, Centro-Oeste e Norte do Brasil. Essa expansão da indústria só aconteceu após o ano 2000.

Ao longo dos anos 1980, a academi-

cia começa a se interessar pela Alvenaria Estrutural, inclusive pelo início de produção do bloco cerâmico para AE. Diversas faculdades de engenharia, como a Escola Politécnica da USP (Universidade de São Paulo), Unicamp (Universidade de Campinas), Escola de Engenharia Civil da USP e Federal de São Carlos, por intermédio de alguns professores, vão aos poucos introduzindo o ensino da AE nos cursos de graduação. No sul, professores da UFRGS (Universidade Federal do Rio Grande do Sul) e de Santa Maria-RS, e da UFSC (Universidade Federal de Santa Catarina), de Florianópolis, passam a ter bastante interesse no ensino e pesquisa da AE.

Com o início da produção de lajes alveolares em concreto protendido com 3 a 12 metros de vão, arquitetos passam a projetar escolas, mezaninos de galpões industriais, creches, unidades básicas de saúde (as UBS), presídios (celas e muralhas) utilizando o sistema AE e lajes alveolares. Assim, racionalizavam-se as construções, eliminando fôrmas e escoramentos, e aumentando a velocidade de execução com equipamentos adequados para a logística de transporte horizontal e vertical dos então blocos paletizados e das lajes alveolares pré-fabricadas.

Da mesma maneira, as construtoras de grandes conjuntos habitacionais para as Cohab's e Inocoop's aplicam as lajes alveolares em prédios de 4 a 13 pavimentos, com 3 a 7 metros de vãos entre paredes estruturais. Divisões internas são construídas com blocos de vedação de 6,5 ou 9 cm de largura, mas também modulados em 20 cm. Eliminava-se deste modo a preocupação de não poder derrubar parede interna em caso de reforma na moradia. A AE mostrava assim a grande flexibilidade oferecida ao se



Prédio em Alvenaria Estrutural, em Alphaville (Construtora MPD)



projetar com este sistema construtivo.

4. DÉCADA DE 1990 A 2010

Com as normas da ABNT de AE publicadas em seu conjunto, a indústria cresce com novas plantas se instalando fora da região metropolitana de São Paulo e em outros estados, produzindo blocos e pisos intertravados de concreto e outros sistemas de lajes pré-fabricadas (lajes treliçadas) surgem no mercado. O setor passa então a se preocupar ainda mais com a qualidade dos blocos de resistências cada vez mais altas, para atender os projetos de edifícios residenciais, com 15,18, 20 e 22 pavimentos.

Os programas de qualificação de componentes começam a exigir dos fabricantes de blocos de concreto - e das construtoras - maior rigor na compra

dos produtos qualificados para as obras públicas, inicialmente, e posteriormente também para o mercado imobiliário.

Em 2009, volta a ser farto o crédito federal, agora não mais pelo BNH (extinto em 1985), mas pela Caixa Econômica Federal, para uma nova etapa de construção de milhares de moradias pelo Brasil. Grandes construtoras de São Paulo, Rio e Minas levam o sistema construtivo em AE para muitos estados brasileiros, motivando investidores a instalar plantas industriais para a produção de blocos de concreto.

Em 2003, as indústrias do Rio Grande do Sul, Santa Catarina e Paraná criam uma associação chamada BlocoSul que, em 2005, com a adesão de outros estados, passa a se chamar BlocoBrasil-Associação Brasileira da Indústria de Blocos de Concreto.

5. CONCLUSÃO

Com milhares de prédios construídos em AE pelo nosso país, sendo a maior concentração no estado de São Paulo, e com diversas teses de mestrado e doutorado, pesquisas acadêmicas, intercâmbio internacional e alguns livros publicados, o Brasil apresenta certamente grande conhecimento do processo construtivo.

Tem-se agora o objetivo de alcançar o melhor desempenho possível de habitabilidade e conforto que as moradias em AE possam oferecer e que, em conjunto com outros componentes das paredes, estarão sem dúvida atendendo aos requisitos da norma NBR:15.575 -2013 da ABNT, a Norma de Desempenho de Edificações Habitacionais. 🏠



Transformando Traços Convencionais

em Concretos Fluidos

CONCERA™

Aditivo Fluidificante Modificador de Reologia

Benefícios:

- Resistência à segregação
- Sem exsudação
- Coesão
- Robustez
- Melhor acabamento
- Redução de mão de obra
- Velocidade de execução

Paredes de concreto – como ter uma obra sem manifestações patológicas

ARNOLDO WENDLER – ENGENHEIRO CIVIL

DIRETOR DA WENDLER PROJETOS E SISTEMAS ESTRUTURAIS
COORDENOU O GRUPO DE ESTUDOS DA NORMA NBR 16055
(PAREDES DE CONCRETO) DA ABNT

RUBENS MONGE – ENGENHEIRO CIVIL

GERENTE DE EDIFICAÇÕES DA ASSOCIAÇÃO
BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP)
COORDENA O GRUPO PAREDES DE CONCRETO

I. INTRODUÇÃO

○ sistema parede de concreto é um sistema construtivo industrializado. Sua característica básica é permitir uma obra de grande velocidade e repetitividade, com uso intenso de fôrmas manoportáveis, que permitem a execução de duas a quatro unidades habitacionais por dia.

Com esta velocidade construtiva, é fundamental uma obra bem planejada e executada, pois não há tempo para se pensar em soluções pontuais para problemas localizados ou modificar o processo construtivo durante a execução. Tudo precisa funcionar perfeitamente, evitando qualquer desvio que origine reparos e retrabalhos.

2. ESPECIFICAÇÃO DO CONCRETO

Uma das grandes preocupações do sistema é a possibilidade de fissuração. O sistema parede de concreto apresenta uma estrutura muito rígida, com alta restrição à variação volumétrica. É uma estrutura que gera altas tensões quando submetida à imposição de deformações, como a retração.

A retração é um fenômeno intrínseco ao material concreto. Ela tem diferentes causas:

- ▶ Retração plástica inicial, por perda de água com o concreto ainda não endurecido;
- ▶ Retração química, pelo menor volume dos cristais formados na reação do cimento;

▶ Retração hidráulica (ou secagem), pela perda de água quando já endurecido.

Por isso, deve-se dar muita atenção a todo o processo desde o seu planejamento, passando por um bom projeto e execução, com especial atenção ao concreto. É necessário uma boa especificação do material nos projetos, com estudos de dosagem detalhado e ensaios de pré-caracterização para confirmar o recebimento e uso do material idealizado. Exemplo de especificação de concreto pode ser encontrado no Quadro 1.

3. POR QUE OCORREM RETRAÇÕES

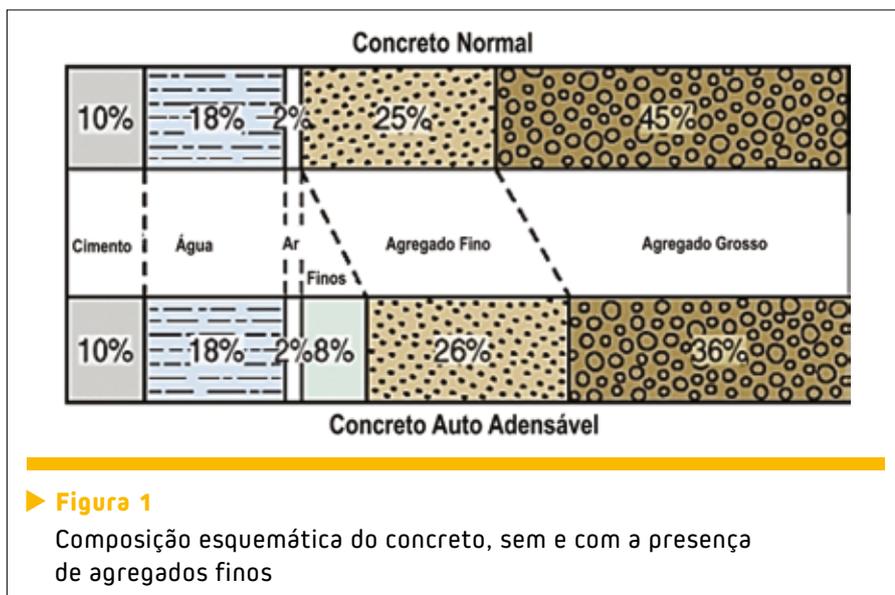
Quando não são tomados todos os cuidados necessários, pode ocorrer uma retração acima do normal causada pelos seguintes fatores:

- ▶ **Concreto autoadensável mal dimensionado**, com poucos finos e muita água. É extremamente importante um estudo do traço do concreto por profissional especializado, seja ele da concreteira, laboratório de ensaios ou consultor independente, e a consulta à ABNT NBR 15823 para obter o concreto autoadensável adequado à utilização.
- ▶ **Falta de cura**, causando grande perda de água inicial. Pela rapidez do processo construtivo, há muitas paredes sendo curadas simultaneamente, o que, em princípio, inviabiliza uma cura úmida bem feita. O ideal é

▶ Quadro 1 – Especificação do concreto “parede-laje”

Classe de agressividade II
Resistência característica $f_{ck} = 25$ MPa
Módulo de deformação E_c (tangente) ≥ 28 GPa
Coefficiente de retração menor que 0,035%, curado nas mesmas condições da obra, segundo a norma ASTM C 157
Resistência de desforma $f_{ck} = 3$ MPa
Espalhamento (<i>Slump-flow</i>) 600 ± 50 mm
Relação Água-Cimento $a/c \leq 0,60$
Consumo mínimo de cimento + fíler inerte = 370 kg/m^3 Sendo fíler o material inerte com finura entre 0,075 mm (peneira 200) e 0,106 mm (peneira 150)
Utilizar compensador de retração e/ou fibras têxteis para evitar retração (mínimo 300 g/m^3) Material: polipropileno – tipo: multifilamento Massa específica: $0,90 \pm 0,05 \text{ g/cm}^3$ Comprimento mínimo: 20 mm
Dimensão máxima do agregado: 12,5 mm





trabalhar com a cura química, observando sempre se há resíduo do produto nas paredes, para não influenciar na aderência do revestimento.

Ainda há mais duas causas mecânicas para o aparecimento de fissuras. São elas:

- Desforma com muito impacto, provocada pelo uso deficiente do desmoldante ou pela utilização de ferramentas inadequadas para a retirada das fôrmas, principalmente nos cantos de janela e linha de espaçadores (faquetas, gravatas ou cones);



► **Figura 2**
Aplicação de cura química

- Existência de vibrações no terreno nos primeiros dias, causadas, por exemplo, por impactos nas paredes ou terraplanagem com rolo vibratório.

Os pontos preferenciais para o aparecimento dessas fissuras são:

- Paredes muito longas, sem junta de controle;
- Cantos de portas e janelas;
- Posição de eletrodutos (eletrodutos mal posicionados, com poucos espaçadores, entre tela/eletroduto ou tela/fôrma);
- Juntas frias (horizontal entre pavimentos, vertical entre concretagens de dias consecutivos e inclinadas entre concretagens de caminhões sucessivos com intervalo após o início de pega);
- Fissuras no primeiro pavimento devido à restrição de movimentação imposta pela fundação;
- Fissuras no último pavimento devido à dilatação térmica da laje de cobertura.

O ponto fundamental para diminuir a fissuração é estudar o traço do concreto, com um consumo de finos maior e uma relação a/c menor. Adicionalmente, deve-se cuidar dos processos de cura

e utilizar compensador de retração e ou fibras têxteis para aumentar a resistência à tração nas idades iniciais, quando ainda não se tem aderência entre a ferragem e o concreto. Finalmente, pode-se pensar na utilização de aditivos compensadores de retração que praticamente zeram a deformação imposta de longo prazo.

As obras que utilizam concreto com traço bem estudado praticamente não apresentam fissuras sistêmicas.

4. PLANEJAMENTO

Nas obras com paredes de concreto, um cuidado especial deve ser dado ao planejamento, com estudos sobre a logística a ser empregada, treinamento de mão de obra de montadores, plano de ataque e plano de controle da qualidade. Com a velocidade da obra, esta organização da produção é essencial.

Baseados nos projetos já devidamente concluídos e compatibilizados, deve-se montar um plano de produção detalhado e completo. Nesse momento, é de grande ajuda que os projetos já tenham sido feitos em BIM, facilitando a visualização simultânea, em 3D, de diferentes sistemas e suas interferências.



► **Figura 3**
Eletroduto com espaçador

5. COMPATIBILIZAÇÃO DE PROJETOS

Neste sistema, todas as paredes compõem a estrutura da edificação. Portanto, qualquer elemento embutido ou abertura interfere no funcionamento estrutural. Por isso, o sucesso da construção com paredes de concreto depende da existência de projetos bem compatibilizados. Além de garantir uma estrutura portante, os projetos devem solucionar interferências como inserts, aberturas ou instalações embutidas, que geram impacto no encaminhamento das cargas da estrutura.

Pelo fato de as paredes serem estruturais, a NBR 16055:2012 Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos prevê que projetos de fôrmas, de escoramentos, detalhes embutidos ou vazados e os projetos de instalações devam ser validados pelo projetista estrutural.

O projeto deve dar atenção especial às instalações elétricas e hidráulicas. No caso das instalações hidráulicas, não se pode colocá-las simplesmente dentro da parede, pois isto não garantiria a sua manutenibilidade, prevista na NBR 15575:2013 Edificações habitacionais – Desempenho.

Não são admitidas tubulações horizontais, exceto em trechos de até um terço do comprimento da parede, não ultrapassando 1 m, desde que este trecho seja considerado não estrutural. Também são proibidas tubulações (verticais ou horizontais) nos encontros de paredes.

A espessura mínima das paredes com altura de até 3 m deve ser de 10 cm. Permite-se espessura de 8 cm apenas para paredes internas de edificações de até dois pavimentos. Paredes com até 15 cm de espessura utilizam uma tela centrada para armação. Já as paredes com mais de 15 cm – assim

como qualquer parede sujeita a esforços horizontais ou momentos fletores aplicados - são armadas com duas telas e cobrimentos previstos na NBR 6118:2014 (projeto de estruturas de concreto).

Quando bem projetada, a parede de concreto com 10 cm de espessura é capaz de atender aos requisitos de desempenho da NBR 15575. Para assegurar o desempenho acústico, porém, deve-se evitar a colocação de quadros de distribuição em paredes de divisa e principalmente a colocação de caixinhas de elétrica fundo a fundo, o que criaria um túnel de passagem de som de um ambiente para outro.

6. EXECUÇÃO

Tão importante quanto os projetos compatibilizados é a boa execução das paredes. Os principais cuidados nas instalações elétricas se referem ao posicionamento correto e boa vedação do sistema. Deve-se lembrar que esses elementos estarão colocados na fôrma quando da concretagem. Portanto, sofrerão a pressão do concreto fresco e eventual adensamento por vibração. Por isso, é necessário utilizar caixinhas elétricas vedadas especiais (alumínio ou plástico) e eletrodutos resistentes e com conexões próprias para evitar a entrada de nata de cimento neles. O posicionamento será dado com a colocação de espaçadores em quantidade apropriada.

Na execução, deve-se lembrar também que, devido à velocidade da obra, o planejamento do escoramento residual permanente é fundamental para as deformações do sistema. O projetista de estruturas deve atuar em conjunto com a construtora para estabelecer o esquema de escoramento e as idades de retirada dele.

Por se tratar de uma solução que visa à industrialização, o sistema construtivo

demandará projetos voltados diretamente à produção. Ou seja, o grau de detalhamento e simplificação deve facilitar o entendimento nas frentes de trabalho.

Para evitar imprevistos e improvisações que afetariam a velocidade e a qualidade da obra, o plano de ataque deve considerar o sistema de fôrmas escolhido. Características como facilidade na montagem e desmontagem, peso por metro quadrado dos painéis e quantidade de peças soltas influenciam diretamente a execução do sistema.

Os ciclos rápidos de execução também exigem que haja uma dinâmica de suprimentos ágil e estruturada, principalmente em relação aos insumos principais: concreto, armações e jogos de fôrmas.

7. PROCEDIMENTOS EXECUTIVOS

A etapa executiva do sistema paredes de concreto segue os seguintes procedimentos:

- 1) Antes de iniciar a construção, o terreno deve estar nivelado e com a fundação (radier, normalmente) devidamente executada;
- 2) Conforme determinações do projeto estrutural, montam-se as telas soldadas da armadura (a armação recebe espaçadores que ajudam a garantir o cobrimento mínimo {das armaduras});
- 3) Também são instalados kits de instalações hidráulicas e elétricas;
- 4) As fôrmas são posicionadas de acordo com a sequência executiva descrita no projeto (os painéis devem ser montados e travados com o uso de grampos ou pinos);
- 5) As fôrmas de laje são montadas logo após a conclusão das fôrmas para parede (a fixação desses elementos também se dá com o uso de pinos de travamento);
- 6) Após conferência do engenheiro,



OS 11 “MANDAMENTOS” DA PAREDE DE CONCRETO MOLDADA NO LOCAL

1. Seguir fielmente todas as diretrizes do projeto estrutural: posição das armaduras, reforços, juntas de indução etc.;
2. Utilizar sistemas de fôrmas específicos para o sistema e não fazer adaptações;
3. Seguir as diretrizes do projeto de montagem/desmontagem das fôrmas – certificar-se de montar todas as peças do sistema de fôrmas;
4. Colocar espaçadores plásticos de armadura em número suficiente (6 unid./m² nas paredes e 4 unid./m² nas lajes);
5. Colocar espaçadores plásticos nos eletrodutos em número suficiente (2 unid./m de eletroduto);
6. Nunca posicionar duas caixas elétricas uma “de costas” para a outra;
7. Nunca encostar dois ou mais eletrodutos dentro da parede;
8. Tomar providências para que não ocorram interrupções durante a concretagem;
9. Não provocar impactos nas paredes durante a desforma;
10. Não permitir vibrações próximas às paredes de concreto, como, por exemplo, compactação de ruas, cravação de estacas etc.;
11. Fazer cura adequada por pelo menos 3 dias.

inicia-se a concretagem (o concreto deve ser suficientemente plástico para preencher todos os vazios da fôrma e impedir que haja segregação, principalmente na parte inferior das paredes);

- 7) Após a concretagem, é feita a regularização do concreto com régua metálica;
- 8) Quando o concreto atinge a resistência e a elasticidade previstas no projeto, as fôrmas são retiradas com cuidado para não danificar as peças (o endurecimento do concreto pode ser antecipado por meio de tratamento térmico (cura térmica) adequado e devidamente controlado);
- 9) O projeto estrutural normalmente prevê a permanência de escoramento residual após a retirada das

fôrmas para dar sustentação à laje;

- 10) À medida em que cada pavimento é concluído, as fôrmas são passadas para o pavimento superior ou para outro trecho para dar continuidade à construção em série.

ATENÇÃO: Se alguma etapa produtiva for executada erroneamente, eventuais patologias podem surgir em escala e o tratamento geralmente custa mais do que a correta execução.

8. VARIÁVEIS QUE INFLUENCIAM OS CICLOS DE PRODUÇÃO

1. Curva de aprendizagem e treinamento da mão de obra;
2. Tipologia da obra;
3. Projeto de fôrmas;
4. Incidência de chuvas ou interrupções da produção;
5. Aspectos de segurança;

6. Equipamentos disponíveis;
7. Suprimentos;
8. Logística: movimentação de materiais e estocagens.

9. CONTROLE DA QUALIDADE

Cuidados com detalhes de armaduras, escoramento, tolerâncias, cura e manuseio das fôrmas são essenciais para o sucesso do sistema construtivo. A concretagem requer controle tecnológico rigoroso. No estado fresco, os ensaios necessários são:

- ▶ Abatimento (*Slump*), conforme a ABNT NBR NM 67;
- ▶ Espalhamento (*slump flow*), de acordo com a ABNT NBR 15823-2;
- ▶ Massa específica do concreto, conforme a ABNT NBR 9833;
- ▶ Moldagem de corpos de prova, conforme a norma ABNT NBR 5738.

Ensaio também devem ser realizados no concreto endurecido, como a análise de corpos de prova moldados durante a concretagem, atendendo ao que estabelece a ABNT NBR 12655.

10. OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO

As paredes e lajes de concreto armado são estruturais. Logo, não podem ser demolidas total ou parcialmente pelo usuário. Isso deve constar de forma clara no Manual de Operação, Uso e Manutenção (Manual do Usuário). Se forem notados pontos de corrosão de armaduras, deve ser providenciado o tratamento adequado, com assistência técnica de engenheiro ou empresa especializada. 🏠

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ABNT NBR 16055:2012 – Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos
- [2] ABNT NBR 15575:2013 – Edificações habitacionais – Desempenho
- [3] ABNT NBR 15873:2010 – Coordenação modular para as edificações
- [4] ABNT NBR 12655 – Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação

A construção de um sistema de sucesso

RUBENS MONGE

ABCP

ARCINDO VAQUERO Y MAYOR

ABESC

JOÃO BATISTA R. SILVA

IBTS

I. INTRODUÇÃO

O déficit habitacional brasileiro representa um desafio crônico para os administradores públicos. A necessidade de novas moradias acompanha não apenas o constante crescimento populacional, mas também os novos arranjos familiares e o permanente reordenamento urbano das cidades brasileiras. Por isso, encontrar soluções técnicas e políticas para esse problema é um objetivo permanente de todo o setor da construção civil.

O desenvolvimento de um sistema construtivo capaz de atender à demanda habitacional com qualidade, rapidez e custo adequado é uma ação prioritária nesse cenário. Pode-se afirmar que o sistema parede de concreto moldada in loco vem cumprindo muito bem esse objetivo. Embora existam exemplos dessa tecnologia já nos anos 70/80, o sistema ganhou corpo no Brasil, de fato, em meados dos anos 2000, inicialmente para atender ao aquecido mercado imobiliário; depois, como uma das principais soluções técnicas adotadas no programa Minha Casa Minha Vida (MCMV), a partir de 2009. Estima-se que, em 2014, a parede de concreto já estava presente em 36% das unidades produzidas pelo programa, apresentando-se como solução técnica

alinhada com as necessidades do país.

Vale lembrar que o MCMV, embora suscetível a críticas, ocupa um lugar de destaque no enfrentamento da questão habitacional e é também o principal avalista do sucesso do sistema parede de concreto. Em um estudo apresentado em maio de 2017 no IV Encontro Brasileiro de Administração Pública, em João Pessoa/PB, pesquisadores da Universidade Federal de Viçosa¹ computaram a contratação recorde, entre 2009 e 2016, de mais de 4,5 milhões de unidades habitacionais, nas três faixas de financiamento do MCMV oferecidas à época (ainda não existia a Faixa 1,5). Ainda segundo o estudo, o MCMV cobre 96,1% do território nacional, com presença em 5.530 dos 5.570 municípios brasileiros. O uso da parede de concreto nesse universo tem sido crescente.

Mas como o setor de construção civil se aculturou tão rapidamente para absorver essa nova tecnologia e atender a essa gigantesca necessidade de moradias? A resposta está, em parte, ligada a uma iniciativa tomada em 2007, quando três entidades associativas do setor (ABCP, ABESC e IBTS) decidiram unir esforços e buscar, no exterior, tecnologias industrializadas para a crescente demanda de mercado. A iniciativa foi recompensa-

da no final, mas houve muito trabalho nesse percurso.

2. SURGE O GRUPO PAREDE DE CONCRETO (GPC)

Em 2007, o mercado imobiliário (em especial os segmentos de média e baixa rendas), liderado pelas empresas privadas, encontrava-se aquecido diante do maior poder aquisitivo da população. Mas, para dar sustentação financeira aos negócios, as construtoras precisavam de sistemas construtivos mais ágeis e competitivos.

Diante da alta demanda, entidades como ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), ABESC (Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem) e IBTS (Instituto Brasileiro de Telas Soldadas) decidiram buscar métodos mais racionalizados de construção. Lideraram então visitas técnicas ao Chile, Colômbia (Figura 1) e México, países onde o sistema parede de concreto moldada in loco é utilizado em diversos segmentos habitacionais.

As visitas revelaram as vantagens da solução: eliminação de etapas construtivas, redução de ciclos de execução e prazos; otimização da mão de obra; maior qualidade; e disponibilidade de materiais locais. A tecnologia era mais que adequada para um mercado aquecido.

¹ "MINHA CASA MINHA VIDA EM NÚMEROS: QUAIS CONCLUSÕES PODEMOS EXTRAIR?" (VINICIUS DE SOUZA MOREIRA, SUELY DE FÁTIMA RAMOS SILVEIRA E FILLIPE MACIEL EUCLYDES)





Figura 1 – Missão técnica de construtores à Colômbia para conhecer o sistema construtivo paredes de concreto

A primeira comitiva foi integrada por algumas construtoras, principalmente as que desejavam ingressar no mercado de baixa renda. Ao todo, foram realizadas três missões técnicas ao exterior, com a participação total de 74 profissionais, representando construtoras, fornecedores, projetistas de estruturas, arquitetos e formadores de opinião. O entusiasmo era grande, assim como as dúvidas. No retorno dessas viagens, as instituições fomentadoras da iniciativa decidiram criar o Grupo Parede de Concreto (GPC), com o objetivo de integrar a cadeia produtiva e ajudar a implantar o sistema construtivo no Brasil. Desde o início, o GPC valorizou a visão sistêmica da solução, base para um amplo e constante desenvolvimento tecnológico, que abrangeu desde a criação de componentes específicos até a normalização técnica.

3. AÇÕES DO GPC PARA MELHORAR O SISTEMA

O primeiro desafio de qualquer tecnologia é demonstrar sua aplicabilidade e seu benefício econômico. Assim,

o fomento à utilização de paredes de concreto na construção de casas e edifícios dependia de demonstrar ao mercado a competitividade do sistema (eficiência econômica) e o seu valor tecnológico, dando-lhe a condição de ser uma opção de uso. Para que isso ocorresse, de fato, era preciso integrar os agentes envolvidos (entidades, projetistas, construtoras e fornecedores), implantar e acompanhar obras, e obter uma visão diversificada da tecnologia.

Além disso, era preciso compartilhar recursos, conhecimentos e energia nas diversas etapas de desenvolvimento tecnológico.

A primeira ação do GPC foi estabelecer ciclos de estudo por temas relacionados ao sistema, como concreto, aço, fôrmas, mão de obra, logística, normalização técnica, concepção estrutural e arquitetônica, instalações elétrica e hidráulica etc. Cada aspecto foi minuciosamente estudado e debatido pelo grupo e os resultados dos trabalhos difundidos para o mercado em workshops e publicações.

Em 2008, o mercado já contava com a primeira coletânea brasileira de Ativos em Paredes de Concreto, lançada durante o 80º Encontro Nacional da Indústria da Construção (Enic), em São Luís/MA. O trabalho trazia informações relevantes sobre normalização técnica, sistemas de fôrmas, qualificação da mão de obra, uso de telas soldadas, características e propriedades do concreto e sustentabilidade do sistema. O material deu segurança para as construtoras começarem a adotar o sistema construtivo em suas obras. Nos anos seguintes, o acervo (Figura 2) foi continuamente



Figura 2 – Materiais produzidos pelo GPC

enriquecido por novas pesquisas e aperfeiçoamentos tecnológicos.

Um projeto relevante para a reestrea do sistema no Brasil foi um condomínio com 618 casas, construídas com a tecnologia de paredes de concreto em Várzea Grande, região metropolitana de Cuiabá/MT. O empreendimento, lançado pela empresa Rodobens em 2007, recebeu apoio técnico do GPC. Outra iniciativa pioneira foi tomada pela Cooperativa do Oeste do Paraná (Copacol), que também optou pela tecnologia na construção de 101 moradias em Cafelândia/PR. Na época, ainda não vigorava a NBR 15.575 (Norma de Desempenho), havia apenas minutas do texto-base, com premissas e critérios adotados em avaliações de laboratórios. Mas, para comprovar que o sistema parede de concreto atendia a essas premissas, a construtora Narciso Casas construiu um protótipo para avaliação do Laboratório de Tecnologia do Concreto de Itaipu (Labtecon).

4. CAIXA É PARCEIRA DO PROJETO

Um dos gargalos para o uso do sistema parede de concreto foi, nos primeiros anos de implantação, a falta de homolo-

gação da tecnologia pela Caixa Econômica Federal. Essa situação perdurou até junho de 2009, quando o GPC e técnicos do banco deram o primeiro passo para compartilhar informações, de modo a facilitar a aprovação de financiamentos de empreendimentos que utilizavam o sistema. Paralelamente, desenvolveu-se uma intensa mobilização entre construtoras interessadas em adotar o sistema e o SINAT (Sistema Nacional de Avaliação Técnica). Essas mobilização, amparadas em avaliações e ensaios laboratoriais, balizaram os primeiros textos técnicos e as decisões da Caixa.

Como resultado dessas ações, o GPC criou uma cartilha de recomendações, que passou a ser adotada como parâmetro por entidades de referência nacional, em conjunto com a NBR 15575, Diretrizes SINAT, Referência Técnica do IPT e demais ativos elaborados pelo GPC.

Para se ter uma ideia do conhecimento técnico gerado, no biênio 2009/2010 o mercado já dispunha de um guia de práticas recomendadas para edificações de até 5 pavimentos, orientações para projetos de edifícios altos, cartilha de recomendações da Caixa, ensaios do IPT sobre comportamento estrutural do sistema, planilha de parametrização e comparação entre sistemas para edifícios altos e um modelo para orientar a escolha do sistema de fôrmas. Na área da segurança do trabalho, o GPC elaborou a “NR-18 Comentada para Parede de Concreto”, debatida com fornecedores de fôrmas e equipamentos. Os ativos gerados incluíram ainda recomendações para revestimentos, controle tecnológico, cura do concreto e até a elaboração de um catálogo de telas e acessórios. O GPC produziu ainda roteiros visando a modulação e a rastreabilidade do sistema (Figura 3). A geração de conhecimento foi acompanhada, naquele ano,

pela construção de 18 mil unidades com o sistema.

5. SUPORTE TÉCNICO AO MERCADO

A utilização crescente do sistema nos empreendimentos habitacionais trouxe um novo desafio: a necessidade de padronizar procedimentos e de elevar a produtividade – que era, afinal, o maior atrativo do sistema. O objetivo era identificar e recomendar os pontos mais importantes de alguns processos que influenciavam o desempenho do sistema. Era preciso destacar também as melhores práticas e preparar recomendações de projeto (voltadas à produção), planejamento, logística e execução, a fim de instrumentalizar o mercado para tirar o melhor proveito da tecnologia. Uma nova rodada de ferramentas foi criada e disponibilizada em diferentes formatos para a utilização segura da parede de concreto nas obras brasileiras.

Corria o ano de 2010 e o GPC (com apoio da ABESC/IBTS) conduzia a realização dos ensaios necessários para homologar o sistema na Caixa. Ao mesmo tempo, a recém-criada Comissão de Estudos de Paredes de Concreto da ABNT, com ativa participação de membros do grupo, preparava o texto-base da futura norma técnica do sistema, cujo escopo era fixar os requisitos para projeto e execução exigíveis para as paredes de concreto moldadas in loco com fôrmas removíveis.

No mercado, o método já era empregado em grandes edifícios, confirmando sua versatilidade, juntamente com a tendência de verticalização dos empreendimentos. Visando a troca de experiências nesse âmbito, o grupo promoveu duas visitas técnicas a empreendimentos de porte: MaxHaus Panamby (194 apartamentos distribuídos em duas torres



Figura 3 – Cartilha feita pelo GPC





Figura 4 – Pesquisa sobre adoção da tecnologia nas obras brasileiras

de 24 andares) e MaxHaus Morumbi (124 apartamentos distribuídos em quatro torres de térreo + 8 pavimentos), ambos construídos em parede de concreto pela MaxCasa.

A necessidade de conhecer melhor o usuário e suas necessidades demandou a promoção de uma ampla pesquisa de campo, que buscou identificar os principais critérios de adoção do sistema pelas construtoras e indicar eventuais gargalos para desenvolvimento da cadeia produtiva do sistema (Figura 4).

6. NORMA TÉCNICA DE PAREDE DE CONCRETO

Em maio de 2012, o mercado brasileiro ganhou uma norma técnica específica para edificações construídas com o sistema parede de concreto. A publicação da ABNT NBR 16055:2012 - Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e Procedimentos coroou cinco anos de trabalho do GPC, que reuniu entidades setoriais, órgãos de pesquisa e empresas, num total de 39 organizações integrantes à época.

O texto normativo, que fixou requisitos para a construção de edifícios de qualquer altura, aborda critérios para a qualidade da parede, projeto, materiais, análise estrutural, dimensionamento e procedimentos para a fabricação da parede, entre outros

aspectos. A publicação da norma (Figura 5) aumentou a segurança e encurtou o caminho para os empreendedores, dispensados a partir de então de seguir as diretrizes SINAT para obter crédito para seus empreendimentos.

7. DISSEMINAÇÃO DO CONHECIMENTO

A difusão de informações acompanha todo o desenvolvimento tecnológico da parede de concreto. Além da elaboração de material bibliográfico, ferramentas e simuladores, contam-se dezenas de seminários, palestras, mesas-redondas e workshops realizados.

Para que o método siga evoluindo, o GPC atua sob quatro grandes frentes, que são: sustentabilidade, norma/capacitação, subsistemas/divulgação e informação.

Em relação à sustentabilidade, a in-

tenção é conhecer e avaliar a sustentabilidade do sistema parede de concreto, de modo a poder compará-lo com outros sistemas, promover melhoria contínua e comunicar o mercado da construção civil sobre suas vantagens.

A norma/capacitação busca disseminar conhecimento atualizado, esclarecer o texto da NBR 16.055:2012 e assegurar ao mercado que o sistema parede de concreto atenda à NBR 15.575. Isso é importante para garantir a qualidade no uso do sistema, evitar erros de interpretação da norma e consolidar o uso da tecnologia.

Na área de subsistemas, o objetivo é promover workshops dos subsistemas que compõem a tecnologia: Fôrmas, Esquadrias, Concreto e Químicos (cura, impermeabilização, desmoldante etc.). A ideia é criar um canal de comunicação entre fornecedores e construtoras, para melhorar o diálogo, a fim de desenvolver o sistema, gerando produtos específicos para ele.

Em relação à divulgação, o GPC promove ou participa de diversos seminários, palestras e workshops. Apenas em 2017 foram 36 eventos para 2.500 participantes. Além disso, oferece cursos (básico, execução e projetos) e material didático para capacitar arquitetos, projetistas estruturais e de instalações. São, em média, 14 cursos e 500 profissionais atendidos por ano. Em decorrência da



Figura 5 – Reunião da Comissão de Norma de Parede de Concreto



Figura 6 – Pesquisas de mercado sobre pontos positivos e negativos para adoção do sistema pelas construtoras

publicação da ABNT NBR:16.055, os próprios técnicos da Caixa (250 engenheiros) passaram por capacitação.

Por fim, no aspecto de informação, destacam-se as pesquisas de mercado (Figura 6), que permitem entender os parâmetros para a tomada de decisão das empresas, conhecer pontos positivos e negativos do sistema (do pon-

to de vista das construtoras) e prever obras. Em 2015, foram ouvidas 488 construtoras de várias partes do país.

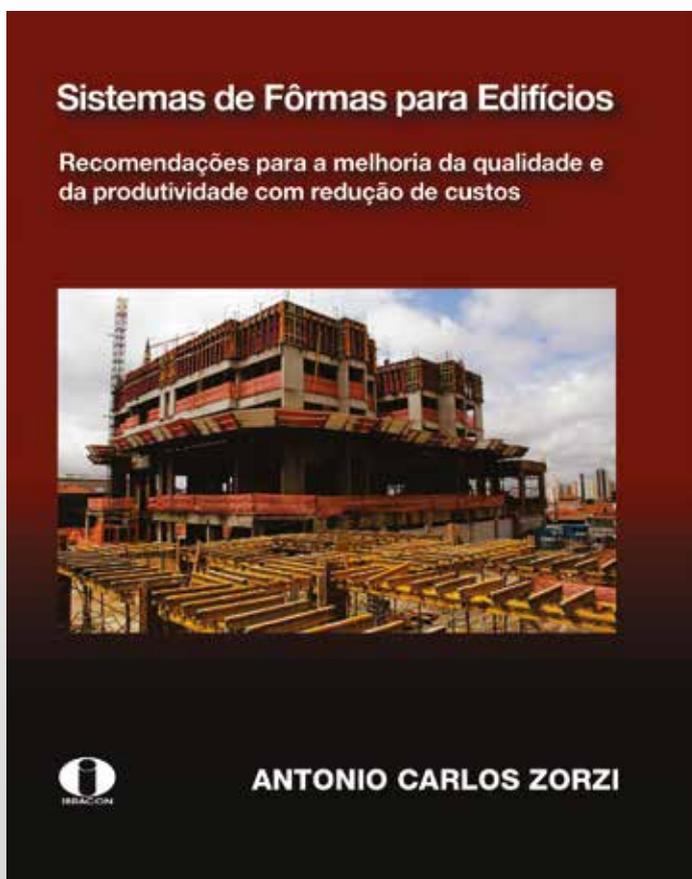
8. A SITUAÇÃO ATUAL

Composto hoje por cerca de 110 organizações, entre construtoras, fornecedores, projetistas, laboratórios e associações, o GPC fomenta a sinergia

entre os agentes da cadeia produtiva, promove visitas a obras e a fábricas de fornecedores, dissemina boas práticas e auxilia no desenvolvimento de novos produtos para o sistema. O objetivo do grupo é compartilhar conhecimento.

Em junho, membros do GPC participam do 2º Congresso Ibero-Americano de Habitação, onde especialistas brasileiros e estrangeiros tratarão do sistema construtivo com a participação de construtores, professores, agentes financeiros, consultores e outros profissionais. O objetivo, mais uma vez, será buscar a melhoria de um sistema que já está consagrado no Brasil.

Todas as ferramentas produzidas pelo GPC estão disponíveis gratuitamente para download nos sites: ABCP (www.abcp.org.br), Abesc (www.abesc.org.br) e IBTS (www.ibts.org.br). ↗



SISTEMAS DE FÔRMAS PARA EDIFÍCIOS: RECOMENDAÇÕES PARA A MELHORIA DA QUALIDADE E DA PRODUTIVIDADE COM REDUÇÃO DE CUSTOS

Autor: Antonio Carlos Zorzi

O livro propõe diretrizes para a racionalização de sistemas de fôrmas empregados na execução de estruturas de concreto armado e que utilizam o molde em madeira

As propostas foram embasadas na vasta experiência do autor, diretor de engenharia da Cyrela, sendo retiradas de sua dissertação de mestrado sobre o tema.

DADOS TÉCNICOS

ISBN 9788598576237
 Formato: 18,6 cm x 23,3 cm
 Páginas: 195
 Acabamento: Capa dura
 Ano da publicação: 2015



Aquisição:
www.ibracon.org.br
 (Loja Virtual)

Paredes moldadas no local em concreto reforçado com fibras

MARCO ANTONIO CARNIO – PROFESSOR DOUTOR

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL – PUC CAMPINAS
EVOLUÇÃO ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

I. INTRODUÇÃO

Um sistema construtivo de paredes de concreto moldadas no local utilizando o concreto reforçado com fibras (CRF) pode ser utilizado como alternativa ao sistema em que se utilizam telas soldadas como armadura. Neste caso, somente nas paredes as armaduras podem ser substituídas pelas fibras. Cabe ainda ressaltar que deve ser tomado o cuidado para o uso correto das fibras, uma vez que essas fibras devem ser adequadas para atuarem como reforço no concreto. Segundo a Prática Recomendada IBRACON/ABECE “Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras”, a aplicação do CRF para fins estruturais implica no uso de parâmetros de projeto que consideram a resistência residual

pós-fissuração da matriz cimentícia proporcionada pelo reforço das fibras. Outros casos, como controle de fissuras em baixas idades ou contribuição para manutenção da capacidade resistente das seções em situação de incêndio, são considerados como uso não estrutural do CRF.

No caso das paredes de concreto moldadas no local com CRF, pode-se pensar na utilização das macrofibras de vidro álcali-resistentes, nas fibras de aço galvanizadas e nas macrofibras sintéticas álcali-resistentes, uma vez que todas essas fibras proporcionam reforço estrutural e garantem resistência residual pós-fissuração da matriz cimentícia. Dessa forma, considerando a resistência residual pós-fissuração da matriz cimentícia, é possível tirar proveito estrutural do

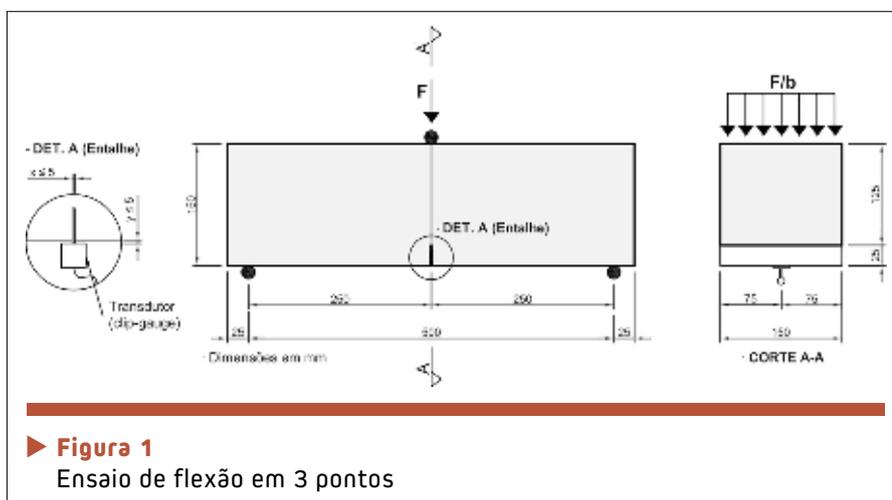
CRF no dimensionamento no Estado Limite Último e no Estado Limite de Serviços de vários tipos de elementos estruturais. No caso específico das paredes de concreto, pode-se tratar o elemento estrutural como painéis (chapas), cujo esforço solicitante predominante é de compressão.

Recentemente um primeiro passo para a utilização do CRF em paredes de concreto foi dado com a publicação da Diretriz SINAT 001 – Revisão 3, que trouxe a possibilidade de utilização do Concreto Reforçado com Fibras de Vidro (CRFV) no sistema construtivo de paredes de concreto moldadas no local, sendo sua aplicação limitada às casas térreas unifamiliares, aos sobrados unifamiliares, às casas sobrepostas e às edificações multifamiliares de até cinco pavimentos.

Este artigo tem como objetivo abordar os aspectos gerais dessa aplicação, apresentando o que estabelece a Diretriz SINAT 001 – Revisão 3 no que diz respeito aos parâmetros de projeto para o CRFV, concepção de projeto das paredes de CRFV e controle tecnológico do CRFV.

2. PARÂMETROS DE PROJETO PARA O CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE VIDRO

Tendo como referência a Prática



► **Figura 1**
Ensaio de flexão em 3 pontos

Recomendada IBRACON/ABECE “Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras”, em seu item 6.4.1, os painéis sem armadura longitudinais devem ser verificados no Estado Limite Último (ELU) e no Estado Limite de Serviço (ELS), considerando-se as resistências à tração uniaxiais reduzidas f_{Fts} ou f_{Ftu} , de acordo com o estado limite considerado.

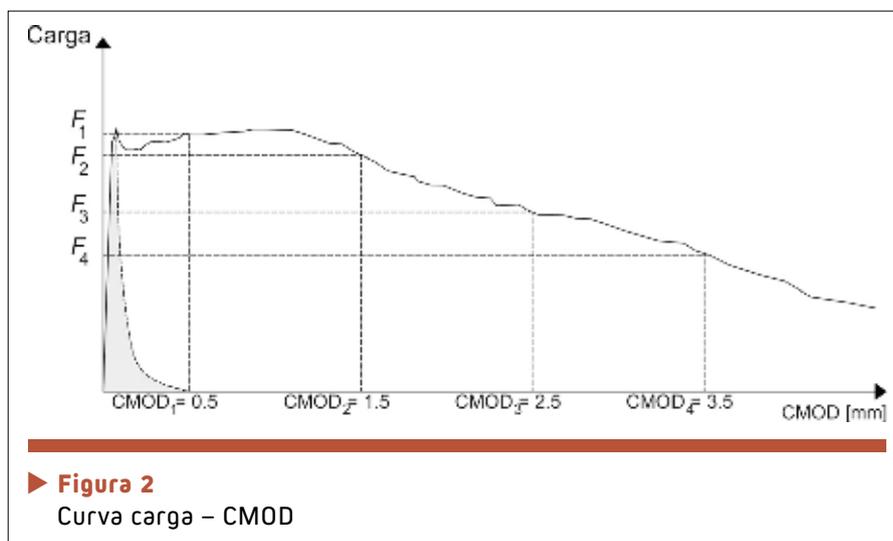
As resistências à tração uniaxiais reduzidas f_{Fts} ou f_{Ftu} são calculadas em função das resistências residuais f_{R1} e f_{R3} do CRF, que são obtidas por meio do ensaio de flexão em corpos de prova prismáticos, correspondem aos valores de deformação $CMOD_1$ e $CMOD_3$, respectivamente, conforme mostram as Figuras 1 e 2.

Por meio do ensaio de flexão, obtém-se a relação Carga – Deformação, expressa pela abertura da boca da fissura $CMOD$ (*Crack Mouth Opening Displacement*), conforme se observa na Figura 2.

A Diretriz SINAT 001 – Revisão 3 estabelece que o CRFV para aplicação nas paredes de concreto deve atender aos seguintes requisitos:

- Resistência característica a tração ($f_{ctM,k}$): mínima de 4,2 MPa;
- f_{Lm} (Limite de proporcionalidade médio – LOP): entre 3,8 MPa e 4,2 MPa;
- f_{R1m} (Resistência residual média para $CMOD = 0,5$ mm): valor mínimo 1,5 MPa;
- f_{R3m} (Resistência residual média para $CMOD = 2,5$ mm): valor mínimo 1,0 MPa;
- Consumo mínimo 300 g/m^3 de microfibras sintéticas para minimizar o efeito de “lascamento” em situações de incêndio.

Para paredes em que não há sollicitação de tração, a Diretriz faz



a seguinte observação: “Os valores acima especificados para o CRFV devem ser encarados como referência para a dosagem do CRFV em seções com presença de tensões de tração, torção e tensões tangenciais, em geral. No caso em que predominam tensões de compressão (sendo as tensões de tração negligenciáveis conforme projeto estrutural), pode-se tomar como referências os valores de 1,15 MPa para f_{R1m} e 0,45 MPa para f_{R3m} .”

A partir das características mínimas estabelecidas, deve-se, a cada empreendimento, pré-qualificar o CRFV. Essa pré-qualificação envolve a pré-qualificação da fibra de vidro e a pré-qualificação do compósito.

A pré-qualificação da fibra de vidro para ser utilizada como reforço deve estar de acordo com a Prática Recomendada IBRACON/ABECE “Macrofibras de vidro álcali-resistente (AR) para concreto destinado a aplicações estruturais”. Para a pré-qualificação do compósito, os ensaios prévios são de especial importância para a definição das fibras a serem utilizadas e suas dosagens. Dessa forma, a Diretriz estabelece que os seguintes pa-

râmetros devem ser verificados para o CRFV:

- Limite de proporcionalidade (LOP) e resistências residuais f_{R1} , f_{R2} , f_{R3} e f_{R4} ;
- Teor de fibras no estado fresco;
- Resistência à compressão;
- Resistência à tração na flexão;
- Resistência à tração na flexão em placas, conforme Figura 3.

A realização dos ensaios do item “e” destina-se a verificar a relação entre a resistência do CRFV na direção do lançamento do concreto, onde teoricamente pode ocorrer alinhamento vertical das fibras, e a resistência do material na direção transversal ao lançamento do concreto, determinando-se, a partir dos resultados, o valor de K (fator de orientação da fibra).

Para a determinação do Fator K (relação entre resistências à tração na direção do lançamento e na direção transversal), devem ser moldados 4 corpos de prova com dimensões de $500 \times 500 \times 100$ mm para cada direção, em fôrmas em chapas de aço, contendo em suas faces maiores negativos centralizados que produzam entalhes reversos com 10 mm de profundidade, conforme

representado na Figura 3. A moldagem deve ocorrer com a fôrma metálica posicionada na vertical, podendo-se constatar o sentido da moldagem pelo exame visual das faces dos CPs.

Qualquer modificação da matriz de concreto, ou da marca, tipo e dosagem das fibras em relação ao que foi previamente estabelecido, não poderá ocorrer até que se comprove o desempenho da fibra com base nos ensaios prévios realizados antes do início da execução da estrutura.

A Diretriz estabelece: “Excepcionalmente, a critério do projetista, quando existam informações documentadas referentes à pré-qualificação do CRFV, essas informações podem ser aceitas como qualificação, realizando-se

unicamente os ensaios de controle tecnológico...”

3. CONCEPÇÃO DE PROJETO DAS PAREDES DE CRFV

Considerando aspectos de durabilidade em meio alcalino, não deverão ser considerados, para os coeficientes de ponderação da resistência do CRFV, valores inferiores a $\gamma_m = 1,6$.

Com base no modelo estrutural adotado no projeto para caminhamento das cargas verticais e demais ações, modificadas pelos respectivos coeficientes de ponderação, devem ser estabelecidas as tensões atuantes nas seções críticas do conjunto de paredes dos diversos pavimentos. Os valores das solicitações de projeto devem ser inferiores às resistências do CRFV

também em valores de projeto, determinados com respectivos coeficientes de ponderação.

Nos projetos estruturais de paredes de CRFV, independentemente do número de pavimentos, as resistências do CRFV devem ser estabelecidas com base no documento “FIB Model Code for Concrete Structures 2010 (MC2010)” e no documento Prática Recomendada IBRACON/ABE-CE “Projeto de Estruturas de Concreto Reforçado com Fibras”, não se tomando valores inferiores aos estabelecidos anteriormente.

Visando evitar tensões de tração significativas nas paredes, bem como deformações relativas entre pavimentos consecutivos, deve-se limitar a esbeltez global (λ_{global}) do edifício a:

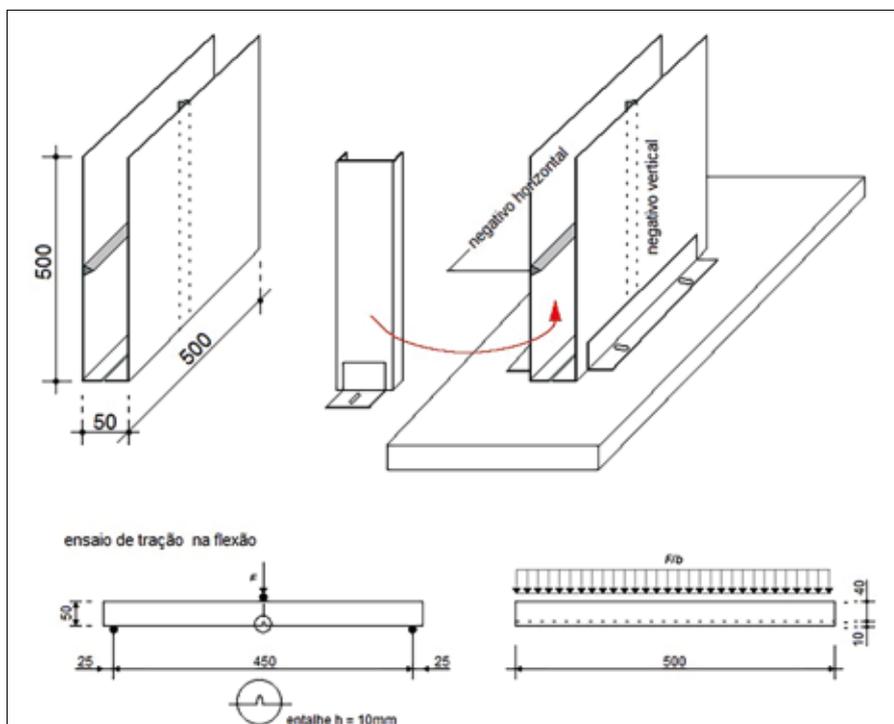
$$\lambda_{global} = 3,46 \cdot H_{tot}/L_x \leq 6 \quad 1$$

onde:

- ▶ H_{tot} – altura total do edifício até a laje de cobertura (sem considerar ático e reservatórios);
- ▶ L_x – menor dimensão em planta do edifício.

Estabelecendo-se que as paredes estruturais não devem apresentar fissuras ou destacamentos, o projeto estrutural deve prever reforços com armaduras convencionais em seções onde ocorre natural concentração de tensões, considerando-se, por exemplo, encontros entre paredes de fachada, contornos de aberturas de portas e janelas, trechos estreitos entre vãos de portas e janelas ou outros.

Considerando os efeitos de deformações impostas (movimentações higtotérmicas, recalques de fundação etc), e visando a mitigar



▶ **Figura 3**
 Molde para corpos de prova 500x500x50 mm destinados à determinação da resistência à tração na flexão na direção do lançamento do concreto e na direção transversal

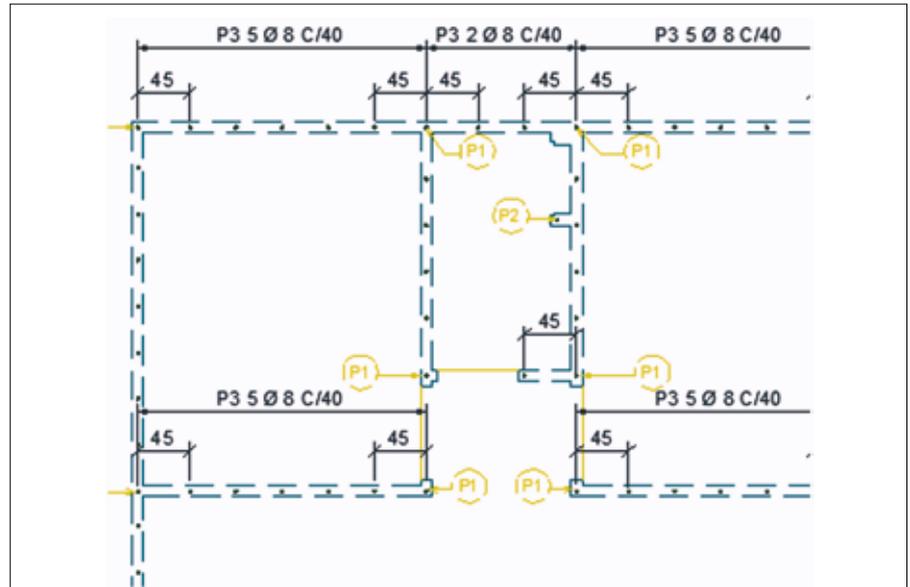
► **Tabela 1 – Resistência nominal mínima à tração das amarrações contra o colapso progressivo**

Amarrações	Valor da resistência nominal mínima à tração kN/m
Transversais	$20 \cdot \ell^1$
Longitudinais	20
Periféricas	$10 \cdot \ell \leq 70^1$
Verticais	44

¹ Em painéis periféricos, ℓ é o comprimento do vão (em metros) da laje adjacente. em painéis de parede internos, o valor de ℓ é a média dos vãos adjacentes.

o risco de colapso progressivo, devem ser observados os cuidados preconizados na ABNT NBR 6118:2014, adotando-se para o arranque das fundações e para a continuidade entre pavimentos armadura mínima equivalente a barras de aço CA-50 de diâmetro 8 mm a cada 40 cm. No caso da continuidade entre pavimentos, tais arranques podem ser constituídos por dobras verticais das armaduras dos respectivos entrepisos, podendo-se dispensar as armaduras de continuidade nas paredes internas, caso o memorial de cálculo demonstre atendimento aos valores estabelecidos na Tabela 1, conforme norma ABNT NBR 16475:2017.

Na ABNT NBR 16055:2012, o item que trata de juntas de trabalho chama a atenção para a necessidade de se prevenir o aparecimento de fissuras, devendo ser analisada a necessidade da colocação de juntas de controle verticais. Nesse sentido traz uma a seguinte nota: A fissuração da parede pode ocorrer por variação de tempera-



► **Figura 4**
Arranques de fundações

tura, retração, variação brusca de carregamento e variação da altura ou espessura da parede. Para paredes de concreto contidas em um único plano e na ausência de uma avaliação precisa das condições específicas da parede, devem ser dispostas juntas verticais de controle, com espaçamento máximo que depende do tipo do concreto utilizado. O espaçamento máximo das juntas deve ser determinado com dados de ensaios específicos. Na falta desses ensaios, adotar o distanciamento máximo de 8 m entre juntas para paredes internas e 6 m para paredes externas. As juntas podem ser passantes ou não passantes, pré-formadas ou serradas.

Considerando-se que, mesmo com a presença de arranques, existe risco considerável de formação de fissuras na continuidade das paredes de fachada entre os sucessivos pavimentos, há necessidade de inclusão de recursos

arquitetônicos e detalhes construtivos nessas regiões das fachadas, de modo a impedir prejuízos estéticos ou mesmo infiltrações de água.

Admite-se o emprego de CRFV sem armaduras convencionais em edificações dotadas de paredes nas quais o esforço predominante



► **Figura 5**
Detalhe arquitetônico de fachada



► Tabela 2 – Formação dos lotes e amostras para controle do CRFV

Identificação (considerar o mais exigente)	Solicitação principal do elemento da estrutural: compressão com flexão
Volume de concreto	50 m ³
Número de andares	1
Tempo de concretagem	Três dias de concretagem

é de compressão. No entanto, visando combater eventuais tensões de tração, passíveis de ocorrerem na própria fase de execução da obra, há necessidade de uma capacidade mínima de resistência à tração do CRFV, que deve ser estabelecida por meio do valor de $f_{Ftu} = f_{R3}/3$ (resistência residual última de tração do CRFV), conforme estabelece o item 4.3 da Prática Recomendada IBRACON/ABECE “Projeto de Estruturas de Concreto Reforçado com Fibras”.

No caso da substituição total ou parcial das armaduras convencionais pela fibra de vidro, as peças submetidas predominantemente à compressão devem ser dimensiona-

das no Estado Limite Último e no Estado Limite de Serviço, sendo que as tensões devem ser verificadas considerando-se as resistências à tração uniaxiais reduzidas f_{Ftu} e f_{Fts} , de acordo com o estado limite considerado.

Mesmo que submetidas unicamente à compressão, no caso de paredes com vãos de portas ou janelas, havendo ou não substituição parcial ou total de armaduras convencionais, deve-se prever reforços de barras de armadura nos vãos de portas e janelas.

As lajes devem contar necessariamente com armaduras convencionais, podendo-se, entretanto, considerar a contribuição de fibras de vidro no dimensionamento, considerando a resistência à tração do CRFV o valor de $f_{Ftu} = f_{R3}/3$ (resistência residual última de tração do CRFV). No caso de lajes com a utilização de armaduras convencionais + fibras de vidro, o máximo valor do momento resistente deve ser $MRd = f_{Ftud} \cdot t_2/2$, conforme estabelece o item 6.5 da Prática Recomendada IBRACON/ABECE “Projeto de Estruturas de Concreto Reforçado com Fibras”. Nesse caso, deve-se verificar a abertura de fissuras com base na ABNT NBR 6118.

4. CONTROLE TECNOLÓGICO DO CRFV

O controle tecnológico do CRFV deverá atender aos itens a) ou b), c) e o item d).

- Resistências (LOP) e resistências residuais f_{R1} , f_{R2} , f_{R3} e f_{R4} ;
- Resistência à tração na flexão;
- Resistência à compressão;
- Determinação do teor de fibras no estado fresco.

O fornecedor das fibras e/ou a instituição certificadora deverá apresentar, em cada fornecimento, o respectivo relatório de controle da qualidade da produção, incluindo comprimento e seção transversal característica das fibras, fator de forma, resistência à tração, alongamento máximo, módulo de deformação, resistência à ação de álcalis e outros.

Durante a execução da obra recomendam-se os critérios de formação dos lotes e das amostras, para os respectivos ensaios indicados na Tabela 2.

Para volumes de concreto inferiores a 50 m³, a amostragem deve ser total.

O estabelecimento do padrão de amostragem pode ser intensificado para situações específicas, a critério do projetista, tendo-se como referências mínimas os valores apresentados na Tabela 3.

5. CONCLUSÕES

O passo dado pela Diretriz SINAT 001 – Revisão 3 é bastante importante para a aplicação da tecnologia do Concreto Reforçado com Fibras no sistema construtivo paredes de concreto moldadas no local. Por se tratar de Concreto Reforçado com Fibras de Vidro

► Tabela 3 – Padrão mínimo de amostragem para o CRFV

Ensaio	Número de CPs	Datas de ensaio
Resistências (LOP) e resistências residuais f_{R1} , f_{R2} , f_{R3} e f_{R4}	4 CPs 150 x 150 x 600 mm para cada caminhão betoneira	4 CPs a 28 dias
Resistência à tração na flexão	4 CPs 100 x 100 x 400 mm para cada caminhão betoneira	2 CPs a 12 horas 2 CPs a 28 dias
Resistência à compressão	6 CPs de ϕ 100 x 200 mm para cada caminhão betoneira	2 CPs a 12 horas 2 CPs a 7 dias 2 CPs a 28 dias

OBSERVAÇÃO: No caso de concreto produzido na obra, além do controle de dosagem, observar a moldagem do número de CPs acima a cada 8 m³ produzidos. No caso de pavimentos onde o consumo de concreto fornecido por caminhões betoneira supere 50 m³ (paredes e lajes), ou onde o período de concretagem supere uma semana, repetir, pelo menos uma vez, as moldagens acima (por exemplo, iniciar a contagem do volume produzido na obra no início de cada semana).

(CRFV), na diretriz os parâmetros de projeto estabelecidos foram construídos a partir de ensaios realizados de caracterização do material, resistência à compressão excêntrica e resistência à compressão sob situação de incêndio em painéis. Por outro lado, os parâmetros de controle tecnológico foram estabelecidos com base nos ensaios de caracterização do material e nos ensaios de durabilidade da fi-

bra de vidro em meio alcalino. Nesse sentido alguns desses parâmetros estão ligados especificamente às fibras de vidro álcali-resistentes.

A aplicação do CRFV no sistema de paredes de concreto moldadas no local, como contempla a Diretriz SINAT 001 – Revisão 3, já apresenta evoluções significativas para o sistema construtivo do ponto de vista estrutural, uma vez que as fibras reforçam toda a seção

transversal do elemento estrutural. No entanto, há ainda necessidade de se ampliar a discussão sobre o assunto, contemplando a utilização de outras fibras, bem como trabalhar no sentido de que os parâmetros para projeto e controle tecnológico estejam mais alinhados com as últimas publicações das Práticas Recomendadas IBRACON/ABECE sobre o Concreto Reforçado com Fibras. 

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento
- [2] ABNT NBR 16055:2012 – Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos.
- [3] ABNT NBR 16475:2017 – Painéis de parede de concreto pré-moldado. Requisitos e procedimentos.
- [4] Diretriz SINAT No. 001 – Revisão 3 – Diretriz para Avaliação Técnica de paredes estruturais de concreto moldadas no local. Ministério das Cidades – Secretaria Nacional da Habitação. Brasília, fevereiro de 2017.
- [5] Prática recomendada IBRACON/ABECE: Projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras. 2ª. Edição. São Paulo, 2017.
- [6] Prática recomendada IBRACON/ABECE: Controle da qualidade concreto reforçado com fibras. 1ª. Edição. São Paulo, 2017.

PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE

Macrofibras poliméricas para concreto destinado a aplicações estruturais: definições, especificações e conformidade

Elaborada pelo CT 303 – Comitê Técnico IBRACON/ABECE sobre Uso de Materiais não Convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras, a Prática Recomendada especifica os requisitos técnicos das macrofibras poliméricas para uso em concreto estrutural.

A Prática Recomendada abrange macrofibras para uso em todos os tipos de concreto, incluindo concreto projetado, para pavimentos, pré-moldados, moldados no local e concretos de reparo.

AQUISIÇÃO

www.ibracon.org.br (Loja Virtual)

DADOS TÉCNICOS

ISBN: 978-85-98576-29-9

Edição: 1ª edição

Formato: eletrônico

Páginas: 37

Acabamento: digital

Ano da publicação: 2017

Coordenador: Eng. Marco Antonio Carnio

PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE

MACROFIBRAS POLIMÉRICAS PARA CONCRETO
DESTINADO A APLICAÇÕES ESTRUTURAIS



COMITÊ 303: Materiais não convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras

GT4: Caracterização de materiais não convencionais e fibras para reforço estrutural

Coordenador: Eng. Marco Antonio Carnio
Representante CTA: Sônia Maria Carrato Diniz

Patrocínio



Colmatação em pavimentos permeáveis

EMILLY O. S. SANTANA • GABRIEL A. A. DE SOUZA • LUCILA G. ALVAREZ • NATHALIA M. S. DE ABREU

UNIVERSIDADE SÃO JUDAS TADEU

CLÁUDIO OLIVEIRA SILVA

UNIVERSIDADE SÃO JUDAS TADEU
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND

I. INTRODUÇÃO

À medida que se desenvolve a urbanização e cobrir mais áreas com revestimentos impermeáveis, sejam estradas, ruas, calçadas ou edificações, o processo natural de infiltração de águas das chuvas foi desviado e diminuído. A diminuição da taxa de infiltração provoca redução na recarga dos lençóis subterrâneos que, de modo geral, são os responsáveis pelas formações de áreas de abastecimento à população.

Além disso, a impermeabilização dos centros urbanos torna essas regiões mais suscetíveis a inundações, visto a incapacidade da drenagem superficial de suportar os crescentes volumes de chuva nesses locais, devido às alterações do microclima da região.

Portanto, a drenagem tornou-se mais um problema no modelo de desenvolvimento urbano em quase todo o mundo. Neste contexto, a pavimentação permeável apresenta-se como uma opção de projeto para a drenagem urbana de forma efetivamente sustentável. Pavimentos permeáveis são uma alternativa às tradicionais superfícies de asfalto ou concreto, que podem ajudar a aliviar algumas dessas questões.

Em áreas com solos de permeabilidade adequada, os pavimentos permeáveis permitem que as águas pluviais se infiltrem no solo, reduzindo o ciclo hidrológico natural, recarregando os lençóis de águas subterrâneas. Mesmo não ocorrendo esta infiltração direta no solo, o pavimento permeável contribui com a retirada da água superficial, criando um retardamento de sua chegada aos cursos d'água através dos canais de drenagem, minimizando a ocorrência de enchentes, além de permitirem o aumento da evaporação da superfície, o que proporciona aumento da umidade relativa no local e a minimização da temperatura superficial, reduzindo o efeito de ilha de calor.

Um ponto relevante na adoção do pavimento permeável é a sua durabili-

dade como dispositivo de drenagem, mesmo considerando-se o processo de colmatação. Estudos mostram que a colmatação dos pavimentos permeáveis pode ocorrer entre 5 e 10 anos após sua construção, dependendo de fontes de poluição, pontuais ou difusas, que possam chegar ao revestimento do pavimento. Deste modo, parte da colmatação à qual o pavimento estará exposto poderá ser evitada, ainda na fase de projeto, aumentando a vida útil deste.

2. PAVIMENTO PERMEÁVEL

A construção de pavimentos permeáveis surgiu devido a grande necessidade advinda da drenagem urbana. Tratando-se de um dispositivo de infiltração, atua como técnica alternativa para infiltração de água no solo, tornando-se assim uma ferramenta de drenagem importante (Virgiliis, 2009).

O pavimento permeável é uma estrutura que permite a passagem de água e ar através de suas camadas. A água, quando captada pelo pavimento, pode ser conduzida para um reservatório, permitindo seu reuso, ou ser infiltrada através do subsolo, dependendo de sua capacidade permeável. Nos revestimen-



► **Figura 1**

Escoamento superficial da água em revestimento impermeável (GNCS, 1996)



► **Figura 2**
Infiltração e percolação
em revestimento permeável
(GNCSC, 1996)



► **Figura 3**
Peças de concreto com juntas
alargadas. Percolação pelas
juntas

tos impermeáveis, o escoamento das águas pluviais se dá, unicamente, pela superfície. A lâmina d'água é tanto mais espessa quanto maior for a intensidade da chuva (Figura 1, GNCSC, 1996).

Nos pavimentos permeáveis, devido ao alto índice de vazios da estrutura, forma-se uma rede de canais, desde a camada de revestimento até o subleito, que deve ser capaz de percolar uma grande parcela da água precipitada da chuva. Nessas condições, o escoamento na superfície é bastante reduzido, conforme ilustra a Figura 2.

A Agência de Proteção Ambiental Norte-Americana (EPA, *Environmental*

Protection Agency) classificou os pavimentos permeáveis de BMP (*Best Management Practice*), ou seja, como uma das soluções sustentáveis para a drenagem urbana.

O país pioneiro na aplicação do pavimento permeável foi a França, a partir da década de 1950. Sem muito sucesso na época, voltou a ser estudado no final da década de 1970 também em outros países, como Estados Unidos, Japão e Suécia.

Segundo várias fontes, atualmente, o país que mais utiliza este sistema é a Alemanha, em que são instalados aproximadamente 20 milhões de metros quadrados deste pavimento, em construções residenciais e comerciais por ano.

No Brasil, o pavimento permeável vem sendo usado por construtoras para atender às normas em relação à porcentagem de permeabilidade necessária nos terrenos e também por Prefeituras em diversos Estados, mas ainda estamos longe de atingir a escala de uso da Europa ou EUA.

Os pavimentos permeáveis são conhecidos como estruturas-reservatório. Essa denominação se refere às funções realizadas pela estrutura porosa com a qual são constituídos, tendo que atender à duas funções simultâneas (ACIOLI, 2005):

- Função mecânica, associada ao termo estrutura, que permite suportar os carregamentos impostos pelo tráfego de veículos;
- Função hidráulica, associada ao termo reservatório, que assegura, pela porosidade dos materiais, reter temporariamente as águas, seguido pela drenagem e, se possível, infiltração no solo do subleito.

A norma ABNT NBR 16416 (ABNT, 2015) relaciona cinco tipos de re-

vestimentos de concreto permeável, conforme ilustram as figuras 3 a 7.

Portanto, a camada de revestimento de um pavimento permeável à base de cimento pode permitir a passagem de água através do material granular das juntas, ou dos vazados, ou através do próprio concreto permeável das peças ou placas.

O coeficiente de permeabilidade mínimo estabelecido pela norma ABNT NBR 16416 (ABNT, 2015) é de 10^{-3} m/s ou 60 L/min, sendo que o índice de vazios mínimo é de 32%, para todas as camadas granulares do pavimento. Para o concreto permeável, não é estabelecido índice de vazios; de qualquer modo, deve-se atender ao coeficiente de permeabilidade.



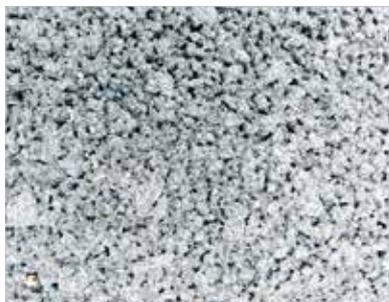
► **Figura 4**
Peças de concreto com áreas
vazadas. Percolação pelos
vazados



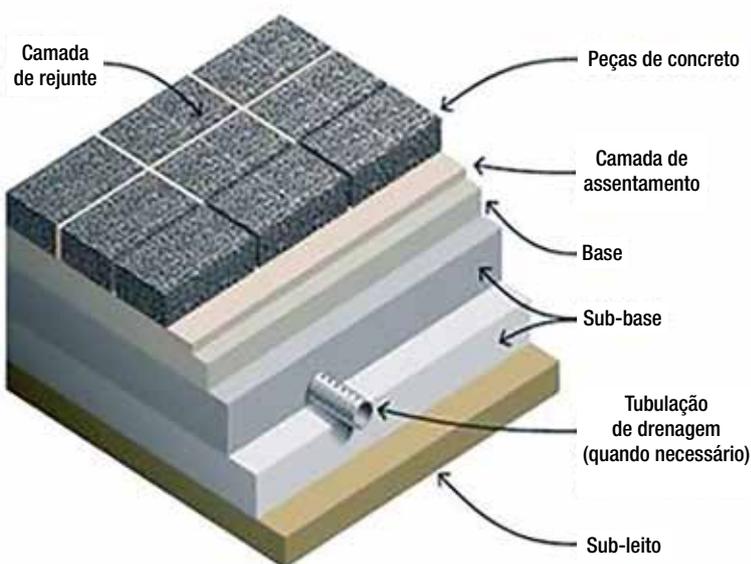
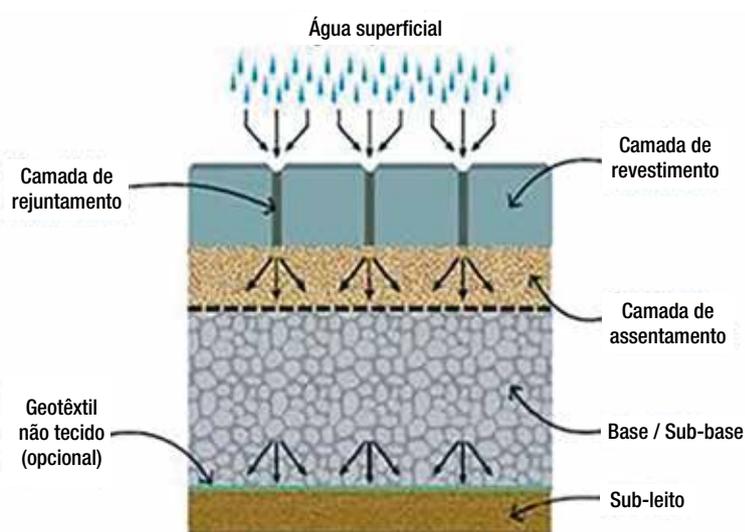
► **Figura 5**
Peças de concreto poroso.
Percolação pelas peças



► **Figura 6**
Placas de concreto poroso.
Percolação pelas placas



► **Figura 7**
Concreto poroso moldado no local.
Percolação pelo concreto



► **Figura 8**
Sistema construtivo de pavimentos permeáveis

O sistema construtivo para que um pavimento seja permeável deve conter as camadas distribuídas, conforme a Figura 8.

3. COLMATAÇÃO

Os pavimentos permeáveis constituem uma importante alternativa como dispositivo hidráulico e de suporte mecânico, porém esses pavimentos certamente irão ter seus poros obstruídos por detritos, reduzindo gradativamente a taxa de infiltração e, consequentemente, sua contribuição hidráulica como dispositivo de drenagem.

No trabalho apresentado por AMIRJANI (2010), demonstra-se que a colmatação dos pavimentos porosos ocorre entre 5 e 10 anos após a construção, dependendo das condições de contorno.

A causa da obstrução dos poros tem sido muito estudada e possui uma definição amplamente aceita, em que os materiais de entupimento ou sólidos de sedimentação, incluindo solo, rocha, folhas e outros detritos, podem ser trazidos pelo vento ou, mais comumente, pelas águas pluviais. Esses se infiltram nos espaços vazios levados pela água e diminuem a função hidráulica, devido à redução gradual da permeabilidade e capacidade de armazenamento deste sistema.

Com esta capacidade hidráulica reduzida, a infiltração diminui pouco a pouco até formar uma matriz relativamente impermeável. O desenvolvimento da colmatação é, portanto, caracterizado pelo aumento da quantidade de materiais retidos na superfície e pelo aumento do escoamento superficial.

Conforme descrito por Van BOCHOVE e Von GORKEN (1997), os fatores dos quais dependem a colmatação de um pavimento permeável são:

- Quantidade e fontes de poluição;

- ▶ Tamanho e estrutura dos vazios;
- ▶ Declividade da área de contribuição subjacente à área permeável; e,
- ▶ Velocidade e efeito limpante do tráfego.

Entre esses fatores, a intensidade do tráfego de veículos parece ser determinante na colmatção, pois em vias de tráfego intenso, o entupimento dos poros ocorre de forma mais lenta, pois existe a sucção provocada pela passagem de veículos, enquanto que, onde há um tráfego pouco intenso, o bombeamento das partículas para fora dos vazios não acontece de forma expressiva, o que acarreta em uma colmatção mais rápida.

Os estudos de TONG (2011) apresenta alguns casos onde os efeitos de colmatção podem ser ocasionados (Figuras 9 a 11).

É imprescindível ressaltar que diferentes tipos de sedimentos causam diferentes padrões de deposição e diferentes efeitos sobre a redução do desempenho hidráulico e a recuperação da manutenção.

Conforme observado por HASELBACH (2010), as partículas maiores tendem a ser retidas no topo ou perto da superfície, as partículas de areia mais finas penetram no pavimento e ficam presas dentro do concreto (no caso de concreto poroso), as partículas ainda mais finas podem infiltrar-se pelo pavimento e depois podem ser depositadas entre a superfície da camada de concreto e solo subjacente.

Diversas pesquisas relataram que partículas mais grossas levaram mais tempo para entupir o pavimento do que partículas mais finas. Os materiais argilosos tendem a ficar retidos sobre ou perto da superfície do pavimento, reduzindo gradualmente o coeficiente de permeabilidade.



▶ **Figura 9**
Colmatção devido ao escoamento de detritos de uma área com materiais finos, sem cobertura de vegetação (TONG, 2011)

A colmatção não pode ser completamente impedida, mas sua formação pode ser retardada e seus efeitos minimizados. Segundo PORTO (1999),

um projeto elaborado da forma correta minimiza a colmatção da superfície.

A manutenção das propriedades de permeabilidade ao longo do tempo útil



▶ **Figura 10**
Colmatção causada por tráfego durante a construção (TONG, 2011)



► **Figura 11**
Falha comum de obstrução causada por escoamento superficial com detritos

do pavimento pode ser garantida por meio da limpeza do pavimento permeável de forma regular. RAZ (1997) realizou uma comparação em rodovias espanholas sobre a evolução da colmatação entre pavimentos permeáveis tratados com limpeza e os sem manutenção, conforme ilustra a Figura 12.

A pesquisa aponta que cada pavimento terá suas próprias necessidades de limpeza em diferentes intervalos de tempo, mas como medida geral, deve-se pensar no ano seguinte à sua construção como tempo limite para se considerar a necessidade de limpeza. Valores experimentais têm demonstrado que por meio da limpeza, a perda

de permeabilidade que pode ocorrer no primeiro ano é recuperável em torno de 50% e que, se mantendo a frequência anual do procedimento, as perdas do segundo ano podem ser recuperadas em até 70%.

A norma ABNT NBR 16416 (ABNT, 2015) estabelece que o pavimento deve passar por procedimentos de limpeza quando o coeficiente de permeabilidade for igual ou inferior a 10^{-5} m/s ou 0,6 L/min, devendo-se executar ações de limpeza com o objetivo de recuperar sua capacidade de permeabilidade. As etapas de limpeza recomendadas são:

- Remoção de sujeiras e detritos em geral da superfície do pavimento por meio de varrição mecânica ou manual;
- Aplicação de jatos de água sob pressão;
- Aplicação de equipamento de sucção para retirada de finos;
- Recomposição do material de rejuntamento caso necessário.

É vetada a utilização de produtos químicos ou água contaminada na limpeza do pavimento. Após a execução das etapas de limpeza, deve-se medir novamente o coeficiente de permeabilidade do pavimento. As áreas que rece-

beram a limpeza devem apresentar no mínimo 80% do coeficiente de permeabilidade mínimo já descrito de 10^{-3} m/s ou 60 L/min.

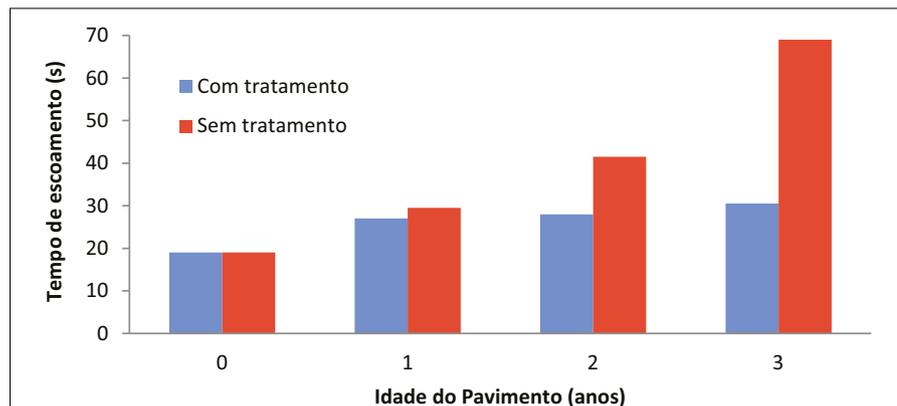
4. AVALIAÇÕES EXPERIMENTAIS

Neste trabalho, estudamos a evolução da colmatação em campo, mensurando-se o coeficiente de permeabilidade de uma área permeável de estacionamento, logo após sua execução e depois de 14 meses de utilização. Além disso, em laboratório, simulamos a colmatação de forma acelerada com o objetivo de avaliar sua influência na permeabilidade do pavimento.

O método de ensaio para medir o coeficiente de permeabilidade está descrito na norma NBR 16416 (ABNT, 2015). O método consiste em utilizar um anel de infiltração com (300 ± 10) mm de diâmetro, que deve ser posicionado no local do ensaio e vedado na parte em contato com o pavimento, com massa de calafetar para impedir vazamentos, limitando a área em contato com a água.

A massa de água a ser utilizada no ensaio do coeficiente de permeabilidade é definida em função do tempo de pré-molhagem do local a ser ensaiado. Na pré-molhagem, deve-se despejar dentro do cilindro de infiltração 3,6 kg de água, mantendo-se uma coluna d'água entre 10 mm e 15 mm da superfície do pavimento, o que ajuda a regular a velocidade de aplicação da massa de água no restante do ensaio. Dependendo do tempo de infiltração durante a pré-molhagem, a norma estabelece as massas de água a serem utilizadas posteriormente na determinação do coeficiente de permeabilidade, conforme Tabela 1.

O ensaio de determinação do coeficiente de permeabilidade deve ser



► **Figura 12**
Evolução da colmatação entre pavimentos com limpeza periódica anual e sem manutenção (RAZ, 1997)

iniciado em até 2 min após a execução da pré-molhagem. O procedimento segue o mesmo padrão do realizado na pré-molhagem. Deve-se marcar o intervalo de tempo entre o momento que a água atinge a superfície do pavimento permeável até quando não houver mais água livre na superfície ensaiada.

Para efeitos de cálculo, a norma estabelece que seja utilizada a equação 1 para que se obtenha o coeficiente de permeabilidade (k):

$$k = \frac{C \cdot m}{(d^2 \cdot t)} \quad 1$$

Onde:

k – coeficiente de permeabilidade (mm/h);

m – massa de água infiltrada (kg);

d – diâmetro interno do cilindro de infiltração (mm);

t – tempo necessário para toda água percolar (s);

C – fator de conversão de unidades do sistema SI, com valor igual a 4 583 666 000.

5. ESTUDO DE CASO

5.1 Ensaios de campo

A avaliação da colmatação em campo foi realizada com o monitoramento de uma área permeável utilizada como estacionamento de tráfego leve. O local fica na sede da Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP, em São Paulo. A obra foi concluída em maio de 2016 e o local possui sete vagas de estacionamento que totalizam 87,5m², sendo que na camada de rolamento foram utilizados quatro tipos de revestimentos (Figura 13):

- ▶ Peças de juntas alargadas: amostras A e B;
- ▶ Peças porosas: amostra A: (10x20) cm e amostra B: (20x20)cm;

- ▶ Placas porosas (40x40) cm;
- ▶ Peças com vazados (Gramma e Pedrisco).

A estrutura do trecho permeável é constituída de material granular sem finos totalizando 2m³, distribuída em três diferentes camadas:

- ▶ Subleito: constituído de uma camada de 20 cm de brita, com D_{máx} de 37,5 mm e índice de vazios de 43,8%;
- ▶ Leito: camada intermediária de 4 cm de brita, com D_{máx} de 12,5 mm e índice de vazios de 41,6%;
- ▶ Camada de assentamento: com 4 cm de espessura, agregado com D_{máx} de 6,3 mm e índice de vazios de 43,7%.

É importante realçar que em toda a estrutura do pavimento não há presença de materiais finos nos materiais granulares e o índice de vazios é superior aos 32% especificados na norma ABNT NBR 16416 (ABNT, 2015).

Desse modo, não só a camada de revestimento, mas toda a estrutura do pavimento permite a passagem de água,

▶ **Tabela 1 – Determinação da massa de água para o ensaio de coeficiente de permeabilidade com uso de 3,6 kg de água**

Tempo de pré-molhagem (s)	Massa de água para o ensaio (Kg)
≤30	18 ± 0,05
>30	3,60 ± 0,05

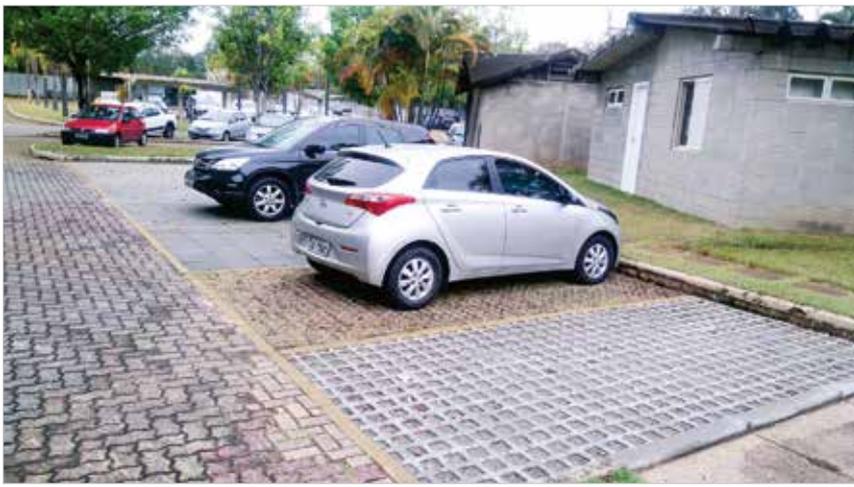
constituindo, assim, uma estrutura porosa o suficiente para permitir o armazenamento temporário da água precipitada.

O local tem como características o baixo volume de tráfego, pois se trata de um estacionamento privado, com baixa rotatividade, e com fontes difusas e localizadas de material orgânico e entre outros, potencializando o efeito da colmatação.

O coeficiente de permeabilidade foi medido logo após a finalização da obra e 14 meses após a liberação ao uso. Durante o período avaliado não foi executado nenhum tipo de manutenção ou limpeza do piso. A figura 14 apresenta uma vista do local.

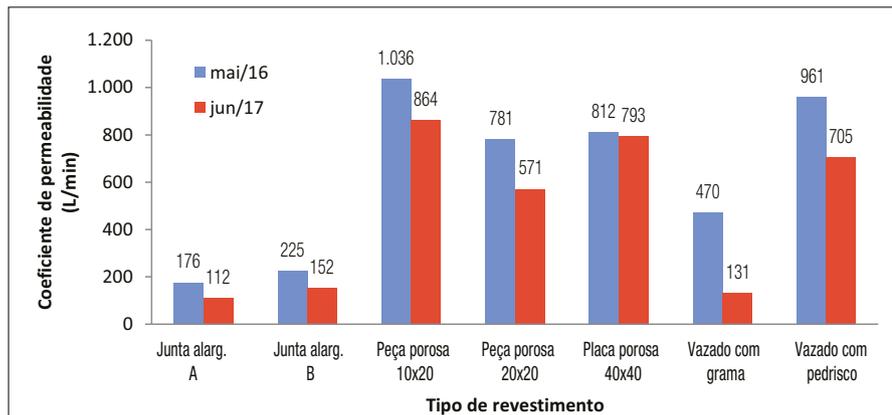


▶ **Figura 13**
Vista geral da área permeável logo após a finalização da obra (ABCP, 2016)



► **Figura 14**
Vista geral da área permeável logo após liberação ao uso (ABCP, 2017)

A Tabela 2 e a Figura 15 apresentam os resultados dos coeficientes de permeabilidade médios para cada um dos tipos de revestimento da área



► **Figura 15**
Ensaio realizado em campo: resultados de coeficiente de permeabilidade em função do tipo de revestimento. Medições realizadas no início de liberação do tráfego ao término da obra e após 14 meses de uso

permeável, sendo cada um, uma vaga de estacionamento.

5.2 Ensaios em laboratório

Os estudos em laboratório foram realizados em um segmento de pavimento com cerca de 1 m², simulando toda a estrutura granular de um pavimento permeável, como apresentado na Figura 16.

Para a simulação da colmatagem em laboratório, foi escolhido o revestimento de peças de concreto poroso com dimensões de (10X20) cm. O revestimento foi ensaiado em três situações diferentes:

- Amostra 1: Peças porosas com a superfície limpa;
- Amostra 2: Peças porosas com aplicação de 0,4 kg de pó de brita (material passante na peneira 1,4 mm e retida na peneira 1,16 mm), previamente diluído em 2 litros de água;
- Amostra 3: Peças porosas com aplicação de 1 kg de areia de quartzo (material passante na peneira 4,8 mm), previamente diluída em 2 litros de água.

As amostras de referência (superfície limpa) e as duas amostras

► **Tabela 2 – Ensaios realizados na área de estacionamento**

Tipo de revestimento	Coeficiente de permeabilidade médio				Redução do coeficiente de permeabilidade em 14 meses
	Maio 2016		Junho 2017		
	L/min	m/s	L/min	m/s	
Junta alarg. A	176	2,94 x10 ⁻³	112	1,86 x10 ⁻³	-37%
Junta alarg. B	225	3,75 x10 ⁻³	152	2,53 x10 ⁻³	-33%
Peça porosa A – 10 x 20	1.036	1,73 x10 ⁻²	864	1,44 x10 ⁻²	-17%
Peça porosa B – 20 x 20	781	1,30 x10 ⁻²	571	9,52 x10 ⁻³	-27%
Placa porosa 40 x 40	812	1,35 x10 ⁻²	793	1,32 x10 ⁻²	-2%
Vazado com grama	470	7,84 x10 ⁻³	131	2,19 x10 ⁻³	-72%
Vazado com pedrisco	961	1,60 x10 ⁻²	705	1,17 x10 ⁻²	-27%

► **Tabela 3 – Determinação da massa de água para o ensaio de coeficiente de permeabilidade**

Tempo de pré-molhagem 3,6 Kg de água	
Amostra	Tempo (s)
Amostra 1	6,19
Amostra 2	16,43
Amostra 3	21,31



► **Figura 16**
Simulador da seção de um pavimento permeável

previamente colmatadas, foram ensaiadas para determinar o coeficiente de permeabilidade conforme a norma ABNT NBR 16416.

A Figura 17 apresenta as superfícies ensaiadas.

A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos no ensaio de pré-molhagem para determinação da quantidade de água a ser utilizada no ensaio de coeficiente de permeabilidade.

Os resultados de tempo de pré-molhagem apresentaram valores abaixo de 30s nas três condições de preparo, portanto, no ensaio para determinar o coeficiente de permeabilidade, foi utilizado uma massa de 18 kg de água.

Os tempos de infiltração de cada amostra foram medidos em três determinações cada e os resultados estão apresentados na Tabela 4.

O coeficiente de permeabilidade foi determinado conforme a equação especificada na norma ABNT NBR 16416 e apresentada anteriormente. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 5.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos demonstram que todos os tipos de revestimentos testados em campo apresentaram coeficientes de permeabilidade acima da especificação mínima da norma ABNT

NBR 16416, ou seja, acima de 10^{-3} m/s ou 60 L/min, mesmo após um período de uso de 14 meses e condições favoráveis à ocorrência de colmatção.

A redução de permeabilidade mais significativa neste período ocorreu na camada de revestimento com grama (-72%), enquanto que no revestimento com placas porosas 40x40 cm, praticamente não houve redução (apenas -2%) em relação à permeabilidade no início de uso do pavimento. A maior colmatção do revestimento com grama era esperado, visto que com o crescimento da grama, ocorre o maior enraizamento, diminuindo a porosidade do revestimento.



Amostra 1



Amostra 2



Amostra 3

► **Figura 17**
Amostras de peças de concreto poroso (10x20 cm) ensaiadas para simular a colmatção acelerada

► Tabela 4 – Determinação do tempo de infiltração para cada uma das amostras

Determinações	Tempos de infiltração (s)		
	Amostras		
	1	2	3
1	24,5	32,8	144
2	24,8	32,9	223
3	25	31,8	248

► Tabela 5 – Coeficientes de permeabilidade

Determinações	Coeficiente de permeabilidade					
	Amostra 1		Amostra 2		Amostra 3	
	L/min	m/s	L/min	m/s	L/min	m/s
1	628,8	$1,05 \times 10^{-2}$	468,8	$7,81 \times 10^{-3}$	106,8	$1,78 \times 10^{-3}$
2	619,5	$1,03 \times 10^{-2}$	467,8	$7,80 \times 10^{-3}$	69	$1,15 \times 10^{-3}$
3	635,9	$1,06 \times 10^{-2}$	484	$8,07 \times 10^{-3}$	62	$1,03 \times 10^{-3}$
Média	628,1	$1,05 \times 10^{-2}$	473,5	$7,89 \times 10^{-3}$	79,3	$1,32 \times 10^{-3}$

Isso demonstra a importância de tratar os sistemas permeáveis em função da quantificação da permeabilidade, através da mensuração do coeficiente de permeabilidade e não simplesmente em função do tipo de revestimento, muitas vezes erroneamente considerado permeável, como é o caso de uma área com cobertura vegetal.

No caso da colmatção simulada, o material mais grosso (areia de quartzo) resultou em maior diminuição da colmatção, devido à sua deposição mais superficial no pavimento, enquanto que o material mais fino (pó de

brita) conseguiu penetrar até a camada de assentamento, se dispersando mais e assim influenciando menos a permeabilidade.

Pode-se verificar também que as determinações do coeficiente de permeabilidade no mesmo ponto da simulação de colmatção com areia de quartzo (determinações de 1 a 3) resultou em aumento da permeabilidade. Isso se explica pela retirada do material de colmatção à medida que se despejava água para a execução do ensaio, abrindo caminho para a percolação de água.

O processo de colmatção do pavimento permeável ainda deve ser mais bem estudado, pois fica evidente sua influência na diminuição gradativa da permeabilidade.

O projeto de um pavimento permeável deve considerar as prováveis fontes de material que poderão gerar a colmatção e avaliar maneiras de evitar seu carreamento até as superfícies permeáveis, evitando-se assim a diminuição prematura da permeabilidade e/ou a menor periodicidade de limpeza.

De qualquer modo, a manutenção, no mínimo, anual do pavimento permeável seria suficiente para evitar que a estrutura do pavimento seja comprometida em sua capacidade de funcionar como um reservatório temporário e assim contribuir para diminuir o escoamento superficial, devendo esta manutenção fazer parte da boa prática de implementação dos pavimentos permeáveis.

7. AGRADECIMENTOS

Agradecemos à Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP e também à Associação Brasileira da Indústria de Blocos de Concreto – Bloco-Brasil, pelo apoio técnico indispensável para a realização deste trabalho. 

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ABNT. Pavimentos permeáveis de concreto – Requisitos e procedimentos, NBR 16416. Rio de Janeiro, ABNT, 2015.
- [2] ACIOLI, A. Laura. Estudo Experimental de Pavimentos Permeáveis para o Controle do Escoamento Superficial na Fonte. Porto Alegre, 2005. Dissertação de Pós-Graduação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.
- [3] AMIRJANI, Mahsa. Clogging of permeable pavements in semi-arid áreas. Holanda, 2010. Tese de mestrado, Delft University of Technology, 2010.
- [4] BOCHOVE, G. G. van; GORKEN, F. von. Two Layered Porous Asphalt – A New Concept Civil Technical Properties and Experience. In: CONGRESSO EUROPEO DE MEZCLAS DRENANTES, 1997, Madrid. 1997. p. 249-269
- [5] GNCSC – Group National des Caractéristiques de Surface des Chaussées: Note D'Information – Qualités d'Usage des Revêtements Routiers en Présence d'Eau, SETRA, Bagnaux, França. 1996.
- [6] HASELBACH, L. The Potential for Clay Clogging of Pervious Concrete under Extreme Conditions. Journal of Hydrologic Engineering, 15(1), 67-69, 2010.
- [7] PORTO, H. G. Pavimentos Drenantes. São Paulo: D e Z Computação Gráfica e Editora. 1999. 105 p.
- [8] RAZ, R. T. Conservación de la Permeabilidad en las Mezclas Porosas. In: CONGRESSO EUROPEO DE MEZCLAS DRENANTES, 1997, Madrid. 1997. p. 661-677.
- [9] TONG, B. Clogging effects of portland cement pervious concrete. A Thesis. Iowa State University, Ames, Iowa, USA, 2011.
- [10] VIRGILIS, L. C., Afonso. Procedimentos de Projeto e Execução de Pavimentos Permeáveis Visando Retenção e Amortecimento de Picos de Cheias. São Paulo, 2009. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, 2009.

O comportamento do mercado de cimento

PAULO CAMILLO VARGAS PENNA

ABCP – SNIC

O cimento é um produto imprescindível na construção de moradias e de obras de infraestrutura, e é parte fundamental na cadeia produtiva da indústria da construção. O setor é de importância estratégica para o crescimento econômico e para a geração de emprego no país.

Segundo estimativas do Construção Business (Congresso Brasileiro da Construção, promovido pela Federação das Indústrias do Estado de São Paulo – FIESP), o setor de cimento no país gerou PIB de R\$ 5,8 bilhões em 2016, equivalente a quase 10% do PIB da indústria da construção (indústria de máquinas e equipamentos para a construção). Além disso, o setor empregou 28,4 mil pessoas, equivalente a 3,3% da população ocupada na indústria da construção.

I. MILAGRE ECONÔMICO

Durante o período de crescimento econômico ocorrido no Brasil na década de 1970, houve grande expansão da atividade da construção civil no país. Os programas habitacionais desenvolvidos pelo BNH (Banco Nacional de Habitação), com recursos do FGTS (Fundo de Garantia por Tempo de Serviço), a lei do inquilinato e as novas fontes de financiamento provocaram uma grande expansão da construção habitacional.

PAULO CAMILLO VARGAS PENNA



Graduado em Ciências Jurídicas e Sociais pela PUC-MG, é Presidente Executivo do Sindicato Nacional da Indústria do Cimento (SNIC) e da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP). Possui vivência de mais de 30 anos em altos cargos executivos no setor público, empresas e entidades nacionais representativas de diversos segmentos, tais como: Presidente da Fundação TV Minas – Cultural e Educativa de Minas Gerais, Diretor da Associação Brasileira de Supermercados (ABRAS), Diretor Executivo da Associação Brasileira dos Fabricantes de Latas de Alta Reciclabilidade (ABRALATAS), Diretor e, posteriormente, Vice-Presidente do Sindicato Nacional

da Indústria da Extração do Ferro e Metais Básicos (SINFERBASE), Presidente do Instituto Brasileiro de Mineração (IBRAM) e Vice-Presidente do Grupo AES Brasil. Integrante de conselhos e fóruns empresariais no País e no exterior como membro titular do Conselho de Infraestrutura (COINFRA) e do Conselho de Assuntos Legislativos (COAL) da Confederação Nacional da Indústria (CNI), membro convidado do *World Economic Forum (WEF)*, membro titular do Departamento da Indústria da Construção da Federação das Indústrias do Estado de São Paulo (DECONCIC), entre outros. Eleito Diretor da FIESP para o triênio 2018 - 2020. Tem ativa participação na mídia nacional e internacional.

Paralelamente, grandes obras de infraestrutura foram realizadas pelo governo, como a construção de estradas, barragens, hidrelétricas e obras de desenvolvimento urbano.

Nessa década, a produção/consumo brasileiro de cimento cresceu intensamente, partindo do patamar

de 9,8 milhões de toneladas por ano para 27,2 milhões de toneladas no início dos anos 1980, aumento de 177% (Gráfico 1). Isso motivou o investimento na expansão do parque industrial cimenteiro, feito não só pelos grupos que já operavam, mas também por dez novos grupos



produtores – nacionais e estrangeiros, com a construção de 24 novas unidades industriais.

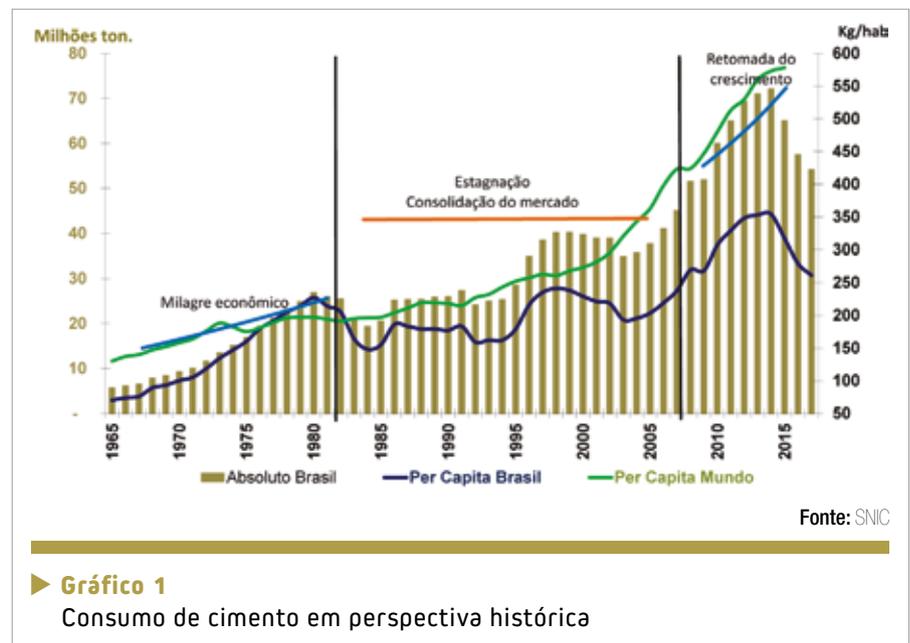
Foi nesse período que a indústria enfrentou a primeira crise do petróleo e buscou soluções para reduzir a utilização desse combustível e, conseqüentemente, reduzir sua emissão de CO₂. Isso resultou em uma modernização do parque industrial, que garantiu a redução significativa do uso de combustíveis fósseis, a intensificação do uso de adições ao cimento (escórias, cinzas e argilas calcinadas) e a busca por combustíveis alternativos (coprocessamento e biomassa).

Em virtude desses esforços, a indústria, hoje, registra os menores níveis mundiais de emissão de CO₂ por tonelada de cimento produzida (Gráfico 2), de acordo com dados internacionais do Conselho Empresarial Mundial para o Desenvolvimento Sustentável (WBCSD, em inglês).

2. ESTAGNAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO DO MERCADO

Após a segunda crise do petróleo, a economia brasileira entrou em grave crise, em particular a construção civil, afetando de forma acentuada o consumo de cimento, que viu sua demanda cair e, exceto por alguns poucos episódios de elevações circunstanciais (Plano Cruzado, Plano Real), se manter estagnada por mais de duas décadas, pois não houve nesse período nenhum programa sustentável para a construção civil.

O setor teve que se adequar a um mercado retraído. Nesse processo, várias unidades de menor eficiência e custos operacionais mais altos foram desativadas: definitivamente dez fá-



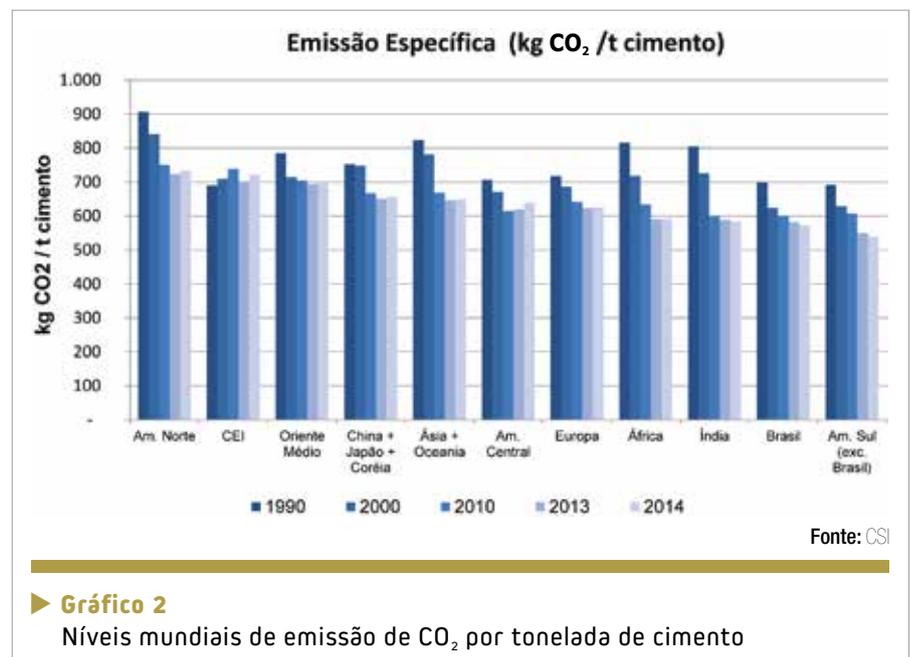
bricas integradas; temporariamente duas unidades; e cinco foram transformadas em moagem. Além disso, os fornos de maior consumo energético foram também definitivamente desativados.

A partir do Plano Real, houve uma mudança de patamar do consumo de cimento, atingindo 40,2 milhões de toneladas em 1999. A partir de 2000, a produção sofreu queda re-

sultante das sucessivas crises mundiais e conseqüente instabilidade econômica.

3. RETOMADA DO CRESCIMENTO EM 2004

A partir de 2004 diversos fatores colocaram a indústria do cimento de volta no rumo do crescimento. Além do ambiente macroeconômico favorável, o aumento da renda real e da



massa salarial real, a redução dos juros e da inflação, a expansão do crédito imobiliário por parte do governo e dos bancos privados, e o objetivo governamental de crescimento dos investimentos em obras de infraestrutura foram fundamentais para a alavancagem da construção civil e, conseqüentemente, do consumo de cimento.

Concorreu de forma decisiva para esta recuperação o chamado marco regulatório imobiliário, através da Lei nº10.931/2004 e da Resolução nº 3.177 do Banco Central. Tais medidas trouxeram um melhor ordenamento jurídico no setor da construção imobiliária e possibilitaram a capitalização das construtoras e incorporadoras no mercado acionário, bem como o retorno dos bancos privados ao financiamento imobiliário.

Programas do governo, como o “Minha Casa Minha Vida” (MCMV) e o Programa de Aceleração do Crescimento (PAC), impulsionaram tam-

bém o setor da construção civil, tanto na parte habitacional quanto na de infraestrutura.

Entre 2004 e 2014, o consumo de cimento mais que dobrou, saindo de 35 milhões de toneladas para mais de 70 milhões, um movimento sustentável e presente em todas as regiões do país. Este movimento tornou o Brasil o 4º maior consumidor de cimento no mundo, atrás apenas da China, Índia e EUA .

No período de 2004 a 2016 foram inauguradas 42 novas fábricas, através de empresas já atuantes e novos produtores, com investimento de mais de R\$15 bilhões em todas as regiões do país. Esse constante esforço de produção doméstica para atender a demanda de cimento no Brasil refletiu-se na constituição de uma capacidade produtiva considerável (Gráfico 3). Em 2017, a capacidade instalada anual de produção chegou a 100 milhões de toneladas por ano, distribuídas em 100 unidades fabris.

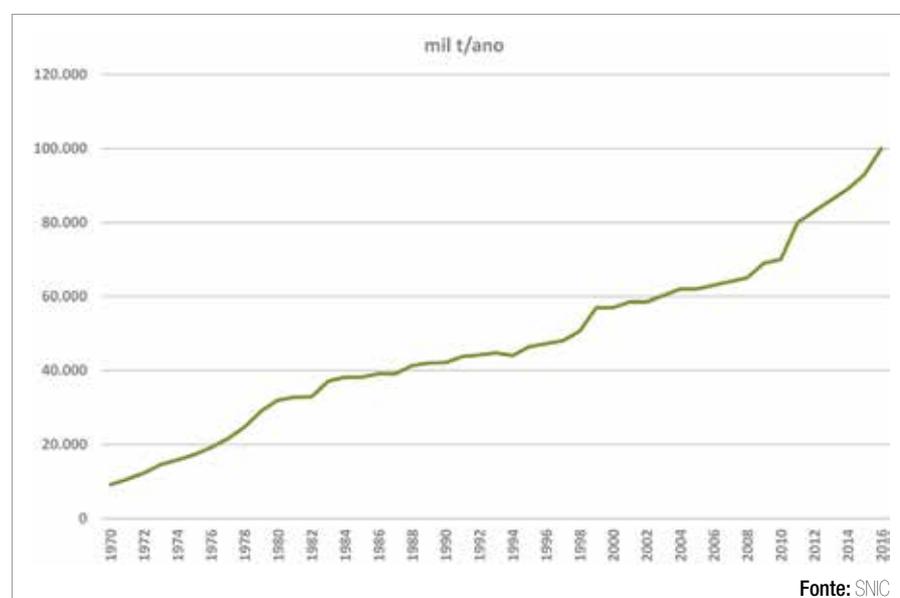
4. CENÁRIO ATUAL DA INDÚSTRIA DO CIMENTO

O desafio da indústria brasileira do cimento é continuar investindo e produzindo o cimento necessário às obras do país, mantendo os padrões de competitividade e de excelência ambiental conquistados.

A mais recente iniciativa pretende mapear as emissões do setor, projetadas até 2050, e suas respectivas alternativas de redução. Este ambicioso projeto, conhecido internacionalmente como Cement Technology Roadmap, é uma parceria da indústria do cimento brasileira com o WBCSD, a Agência Internacional de Energia (IEA, em inglês) e o Banco Mundial, e deve ser concluído em 2018.

A crescente utilização de adições no Brasil tem representado uma das mais eficazes iniciativas de controle e mitigação de emissão de CO₂ da indústria de cimento. Diante do panorama de redução na disponibilidade de escórias siderúrgicas e cinzas volantes em um futuro próximo, o desafio consiste em propor alternativas para garantir o uso crescente de adições ao cimento. Para isso, a ampliação no uso de fíler calcário – o que requereria uma atualização das Normas de Cimento, hoje em curso na ABNT – e de argilas calcinadas representariam a principal alternativa do setor, tanto na redução do fator clínquer quanto das emissões do setor.

A queima de resíduos em fornos de cimento, conhecida como coprocessamento, é uma tecnologia mundialmente consagrada e que, além de reduzir as emissões da indústria, surge como uma solução ao passivo ambiental representado



► **Gráfico 3**
Estimativa da capacidade de produção de cimento



pelo acúmulo de resíduos na natureza, transformando-os em energia. Para alcançar níveis de substituição maiores e conseqüentemente mitigar ainda mais as emissões de gases de efeito estufa, o setor vem se mobilizando para aumentar a variedade de combustíveis alternativos, ao utilizar os chamados resíduos sólidos urbanos, que nada mais são do que aqueles resultantes das atividades doméstica e comercial das cidades. A Lei 12.305/10 da Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS) contempla o aproveitamento energético de resíduos sólidos urbanos. Essa prática é amplamente utilizada na Europa, de forma a eliminar os aterros e agregar valor energético ao nosso lixo doméstico. Em São Paulo, acaba de ser aprovada uma resolução para regulamentar a utilização de Combustíveis Derivados de Resíduos Urbanos (CDRU) preparados a partir de resíduos sólidos urbanos e resíduos sólidos não perigosos, permitindo a sua utilização em fornos de cimento.

O país passou pela pior crise da economia da sua história. Depois de um baixo crescimento econômico em 2014, de apenas 0,5%, a economia brasileira entrou em uma recessão sem precedentes. Em 2015, o PIB encolheu 3,8% e, em 2016, a queda foi de 3,5%, acumulando recuo de 7,1% no biênio 2015/16. Em 2017, houve uma pequena recuperação, quando o PIB subiu 1%.

A crise atingiu mais fortemente o mercado imobiliário e o setor de infraestrutura, este último ainda agravado pela Operação Lava Jato. A restrição dos gastos públicos em construção, o aumento da taxa de juros e da inflação, e a queda da

massa salarial levaram a cadeia da construção para uma recessão profunda, que inviabiliza a tomada de empréstimos para o financiamento de investimentos.

A atividade da construção civil foi 16% menor no acumulado dos anos 2015 a 2017 em relação a 2014. Na indústria do cimento não poderia ser diferente, com retração de 25% no consumo do insumo nesse mesmo período, atingindo 54 milhões de toneladas no final de 2017, o que representa retorno do nível de consumo ao de 2009. Esse panorama se torna dramático quando se verifica que a capacidade ociosa atingiu inédito nível de 46%.

Com a ociosidade alta, há elevação dos custos fixos unitários, restringindo a capacidade de investimentos ou até mesmo fazendo com que empresas optem por fechar suas fábricas, retirando fatores produtivos do mercado. Uma visão ainda mais drástica da capacidade ociosa mencionada, pode ser traduzida pelas 13 fábricas que se encontram fechadas em todo o país, com grande número de fornos fora de operação. Somente em São Paulo encontram-se 6 delas com seus fornos inoperantes de um total de 13 fábricas presentes no Estado. Mais grave ainda é que a profundidade da recessão pode comprometer a viabilidade econômica de algumas empresas, fazendo com que saiam definitivamente do mercado.

Nos últimos meses os números da indústria do cimento vêm demonstrando um arrefecimento no percentual de queda nas vendas, isso decorrente de uma melhoria no ambiente econômico do país. Alguns indicadores já apresentam

sinais positivos como a taxa de juros (Selic) e da inflação, porém os índices de confiança empresarial e do consumidor ainda preocupam pelas elevadas incertezas políticas que retardam a retomada de muitos investimentos.

E essas incertezas tornam o exercício de projeção uma tarefa difícil.

Nos primeiros quatro meses de 2018, as vendas de cimento no mercado interno totalizaram 16,9 milhões de toneladas, de acordo com dados preliminares da indústria, representando uma queda de 0,2% frente ao mesmo período do ano passado.

Em 12 meses, as vendas acumuladas totalizaram 53,5 milhões de toneladas, quantidade 3,7% menor do que nos 12 meses anteriores (maio de 2016 a abril de 2017), confirmando a redução da velocidade de queda de vendas do setor.

Esses números estão dentro das expectativas da indústria, considerando o atual cenário de melhoria na atividade econômica do País. Ao final deste trimestre (abril – maio – junho), deve-se anunciar os primeiros resultados positivos desde 2015 e fechar o ano com crescimento próximo de 1%, o que será um grande avanço, tendo em vista as quedas dos últimos anos.

Neste momento é importante ter em perspectiva o favorecimento da recuperação da indústria. Os governos federal, estadual e municipal devem promover ações para reverter a crise. O Brasil tem importantes programas habitacionais e de infraestrutura a serem desenvolvidos, e o cimento é a base indispensável para essas construções. 

Comentários sobre a norma ABNT NBR 16475 – Painéis de parede estruturais de concreto pré-moldado

FABRICIO DA CRUZ TOMO – Msc. ENGENHEIRO CIVIL • OTÁVIO PEDREIRA DE FREITAS – ENGENHEIRO CIVIL • LEONARDO LUGLI FLORENZANO – ENGENHEIRO CIVIL
MAURICIO MARTINS PIRES – ENGENHEIRO CIVIL • AUGUSTO GUIMARÃES PEDREIRA DE FREITAS – ENGENHEIRO CIVIL

PEDREIRA ENGENHARIA

I. INTRODUÇÃO

Diante da crise econômica e do déficit habitacional do Brasil, o setor da construção civil vem buscando processos construtivos racionalizados e a opção por painéis de parede estruturais pré-moldados se apresenta como uma boa alternativa.

Isso se deve principalmente pelas duas funções, estrutural e de vedação, reunidas em um único elemento, agilizando o processo, agregando qualidade, precisão executiva e viabilizando economicamente as construções.

Importante destacar que a aplicação de painéis pré-moldados não se restringe a edificações residenciais. Por serem elementos com alta rigidez em seu plano, os painéis de parede são utilizados em edificações altas como elementos de contraventamento, inclusive em núcleos rígidos.

2. PAINÉIS DE PAREDE ESTRUTURAIS NO BRASIL E NO MUNDO

O sistema construtivo com painéis de parede pré-moldados não é novidade na engenharia. Na Europa, painéis



► **Figura 1**

Edifício com painéis pré-moldados – Bélgica, 1955 (VOORDE, 2015)

pré-moldados foram usados para reconstruir cidades destruídas durante as guerras mundiais. A Figura 1 ilustra um edifício construído na Bélgica em 1955.

No Brasil, em 1982, foi construído o primeiro prédio com painéis de parede estruturais pré-moldados (Figura 2-a), com 4 pavimentos e 4150m² de área construída. Em 1991, o sistema já havia atingido os 9 andares (Figura 2-b).

Hoje, as edificações mais altas cons-

truídas no Brasil apresentam 12 pavimentos (Figura 3). Nesses prédios, o avanço da tecnologia dos materiais e das ligações proporcionou rigidez suficiente para a estabilidade dos edifícios, mesmo com painéis de espessuras reduzidas. Nesse caso, a espessura máxima determinada para os painéis foi de apenas 13cm.

Processos de dimensionamento e facilidade de acesso às experiências internacionais contribuíram com o avanço

no número de pavimentos, mas o grande protagonista nessa evolução é o processo executivo. O uso de concreto autoadensável, guias com capacidade compatível e as melhorias em outros produtos, como selantes e grautes, por exemplo, garantiram a viabilidade econômica do sistema.

Diante disso, atualmente têm-se condições técnicas e disponibilidade de materiais para aplicar o sistema em edificações mais altas. No Reino Unido, por exemplo, foi construído em 2007 o edifício Strijkijzer Building, com 42 pavimentos, 132 metros de altura (Figura 4).

3. ABNT NBR 16475: LIMITES PARA APLICAÇÃO DA NORMA

A norma ABNT NBR 16475 foi elaborada pela Comissão de Estudo de Lajes e Painéis Alveolares de Concreto (CE-18:600.19) no período de 2012 a 2015.

Segundo o autor Augusto Guimarães Pedreira da Freitas (coordenador da comissão), o objetivo da publicação da norma é difundir o sistema construtivo de forma segura e com condições que permitam aos profissionais desenvolver projetos e produzirem painéis visando economia. Para tanto, nos preocupamos em utilizar experiências



a



b

► **Figura 2**

Prédios com painéis estruturais pré-moldados no Brasil
(a) 4 andares construídos em 1982; (b) 9 andares construídos em 1991

nacionais e internacionais de forma reduzir as possibilidades de insucessos.

Logo, para manter a coerência de

segurança, algumas limitações foram incluídas no texto. Seguem abaixo as condições em que a Norma não é aplicável:



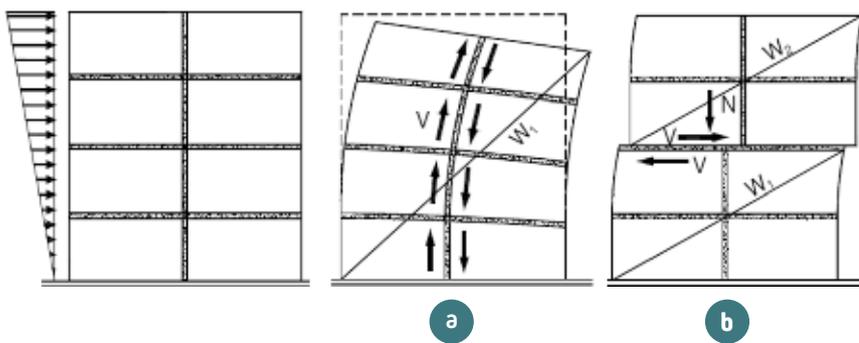
► **Figura 3**

Edificações com 12 pavimentos com painéis portantes



► **Figura 4**

Edifício Strijkijzer Building, Reino Unido, 2007 (FERNÁNDEZ-ORDÓÑEZ, 2010)



► **Figura 5**

Juntas entre paredes estruturais e respectivos esforços predominantes:
a) Juntas verticais; b) Juntas horizontais (PCI, 2010 apud TOMO, 2013)

- a) painéis de parede pré-moldados estruturais cuja dimensão horizontal seja maior que 12 m, ou que a espessura seja maior que 25 cm;
- b) painéis de parede sem armaduras;
- c) painéis de parede curvos;
- d) painéis de parede submetidos ao carregamento predominantemente horizontal, como muros de arrimo ou reservatórios;
- e) painéis de parede como elementos de fundação.

4. ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural do edifício é a etapa mais importante e impactante no desenvolvimento de um projeto, seja esse em estrutura moldada no local ou em estrutura pré-moldada.

A principal diferença entre esses tipos de estruturas é a presença de ligações entre elementos pré-moldados. Essas de-

vem considerar a rigidez relativa dos materiais utilizados nas ligações e terem sua capacidade resistente comprovada por modelos de cálculo baseados em referências técnicas ou normativas. Na ausência de modelos teóricos, a norma permite que o projeto possa ser validado com base em ensaios experimentais parametrizados.

Ainda sobre as ligações, essas devem ser projetadas considerando tolerâncias executivas que, por sua vez, resultam em excentricidades na transferência de esforços, influenciando assim diretamente no dimensionamento das ligações e dos painéis pré-moldados. A norma ABNT NBR 16475 estabelece os valores mínimos para a consideração das excentricidades no dimensionamento dos painéis de parede.

5. LIGAÇÕES

As ligações entre painéis e entre painéis e outros elementos estruturais, como lajes, por exemplo, devem resistir aos esforços as quais são submetidas, considerando as excentricidades, os coeficientes de ponderação das ações e dos materiais, definidos na ABNT NBR 9062, e os coeficientes de ajustamento apresentados na ABNT NBR 16475.

A Figura 5 ilustra os esforços solicitantes nas ligações que usualmente ocorrem ao longo das juntas entre painéis.

Observa-se que, para juntas verticais, os esforços de cisalhamento entre as paredes governam o dimensionamento, e, para as juntas horizontais, os

esforços predominantes são compressão e cisalhamento entre as paredes de pavimentos adjacentes.

Uma evolução no dimensionamento das ligações que deve ser destacada está na determinação do coeficiente de ajustamento, pois esse leva em consideração a ductilidade de cada modo de falha presente na ligação. A Figura 6 ilustra esquematicamente o funcionamento do coeficiente de ajustamento.

6. DIMENSIONAMENTO

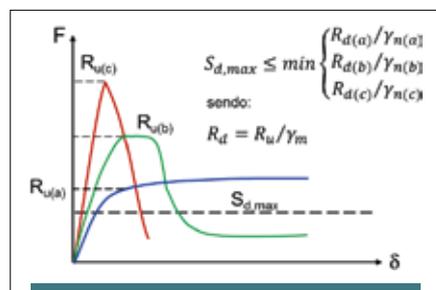
6.1 Premissas de dimensionamento de painéis estruturais

As premissas para dimensionamento de painéis de parede estruturais de concreto pré-moldado são muito próximas às adotadas em paredes de concreto moldadas no local apresentadas na norma ABNT NBR 16055. As diferenças nas premissas estão na consideração das excentricidades e na definição de critérios geométricos para considerar uma parede transversal como elemento de travamento.

6.2 Armadura mínima e reforços localizados

A armadura mínima e os reforços localizados, incluindo trechos ao redor das aberturas, foram também baseados no definido pela ABNT NBR 16055 para paredes moldadas no local.

Porém, enquanto que para paredes moldadas no local a seção mínima de aço para armadura horizontal é de 0,15% da seção do concreto, para as paredes pré-moldadas a seção mínima está definida como 0,09%. Essa alteração ocorre, pois o efeito de retração do concreto em paredes pré-moldadas acontece sem haver restrição volumétrica ainda na fase de estoque, reduzin-



► **Figura 6**

Critério de segurança para diferentes mecanismos internos resistentes na ligação (ABNT NBR 16475)



do assim bruscamente o nível de tensão nesse sentido.

Outro ponto a se destacar é a situação de paredes com espessura superior ou igual a 15cm. A ABNT NBR 16055 permite utilizar, para esses casos, uma seção mínima de armadura vertical, em cada face, de aproximadamente 0,06% da seção do concreto. Já, a ABNT NBR 16475 define que a armadura mínima de 0,09% deve estar disposta nas duas faces.

6.3 Resistência-limite sob solicitação normal

A ABNT NBR 16475 apresenta duas opções para se verificar a resistência-limite do painel de parede sob solicitação normal de compressão.

A primeira é por uma formulação analítica na qual a verificação da estabilidade do painel está considerada, simplificada, pela relação altura-espessura. Ou seja, por um parâmetro de esbeltez.

Por se tratar da primeira emissão da norma, a comissão de estudos julgou ser importante manter o conservadorismo e se basear em normas estrangeiras consagradas e de países que apresentam experiência no sistema construtivo. O primeiro trecho da equação está coerente com o definido pelo Eurocode 2 e o segundo trecho conforme as normas: canadense CSA A23.3 e americana ACI-318. Veja a equação 1 apresentada na ABNT NBR 16475.

Sendo:

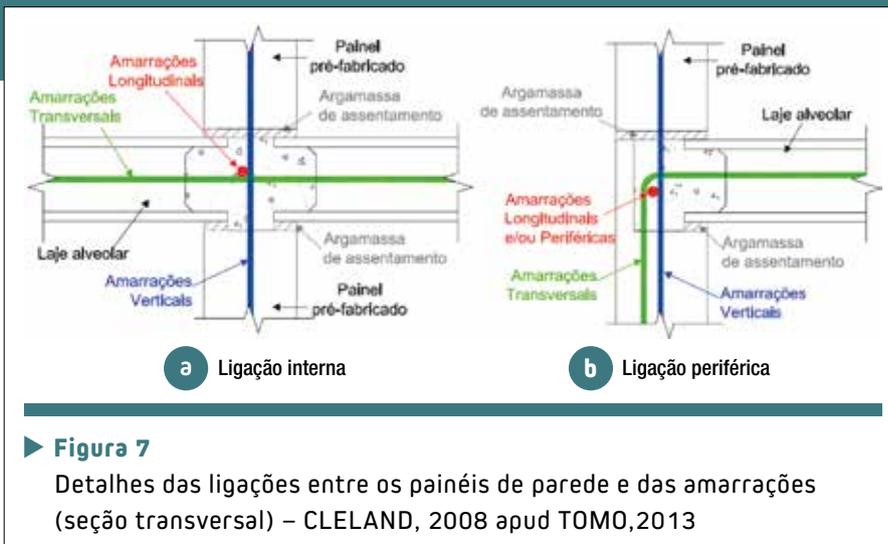
$N_{d,resist}$: é a normal de compressão resistente de cálculo, por unidade de

$$N_{d,resist} = b_{ef} \cdot t_{ef} \cdot f_{cd} \cdot \phi \leq (2/3) \cdot a_1 \cdot b_{ef} \cdot t_{ef} \cdot f_{cd} \cdot [1 - (\ell_e / 32t_{ef})^2]$$

$$\phi = 1,14 (1 - 2e_{tot}/t_{ef}) - 0,02 \cdot \ell_e / t_{ef} \leq (1 - 2e_{tot}/t_{ef})$$

$$a_1 = 0,85 - 0,0015 \cdot f_{ck} \geq 0,67$$

1



► **Figura 7**
Detalhes das ligações entre os painéis de parede e das amarrações (seção transversal) – CLELAND, 2008 apud TOMO, 2013

comprimento, admitida no plano médio da parede; b_{ef} : é a largura efetiva da parede; t_{ef} : é a espessura efetiva da seção; f_{ck} : é a resistência característica à compressão do concreto; f_{cd} : é a resistência de cálculo à compressão do concreto; ℓ_e : é a altura equivalente considerando o coeficiente de flambagem; e_{tot} : é a excentricidade de primeira ordem considerando as excentricidades anteriormente.

Outra opção para a determinação da resistência de cálculo à compressão é a determinação do conjunto de esforços resistentes (N_{rd} , M_{rd}) que constituem a envoltória-limite dos esforços solicitantes (N_{sd} , M_{sd}), determinados a partir do processo P- δ para consideração dos efeitos de segunda ordem.

Para tanto, aplica-se no processo P- δ uma rigidez equivalente a fim de considerar a não linearidade física e geométrica. Os parâmetros definidos na ABNT NBR 16475 foram baseados na norma americana ACI-318, na qual se relaciona a carga permanente à carga total aplicada no painel.

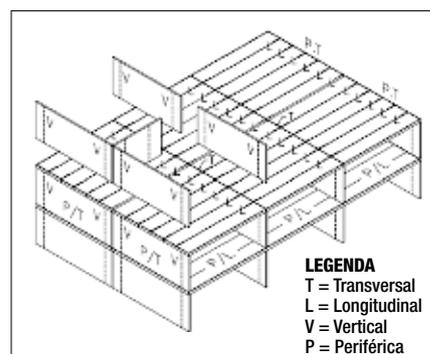
7. INTEGRIDADE ESTRUTURAL

Estruturas de alvenaria ou de concreto moldado no local estão sujeitas

a tal risco assim como estruturas pré-moldadas. Por exemplo, em estruturas de alvenaria, o que pode ocorrer se um usuário “derrubar” uma parede estrutural para aumentar a sala?

O ponto é: como evitar? Evitar a ocorrência desse evento muitas vezes foge do controle do projetista e da construtora. Logo, uma das soluções é aumentar a robustez, de forma a propiciar caminhos alternativos para os esforços por meio de ligações dúcteis, amarrando os elementos entre si.

Com base no ACI-318, no Eurocode 2 e nos comentários do FIB (2008), a ABNT NBR 16475 apresenta quais são as amarrações mínimas (Figuras 7 e 8) e seus respectivos valores a serem considerados no detalhamento.



► **Figura 8**
Tipos de amarração em estruturas de painéis de parede estruturais pré-moldados (adaptado de ACI-318)

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A utilização de painéis de parede estruturais pré-moldados não é novidade no mundo ou no Brasil. Já se completam mais de 60 anos de aplicação no cenário mundial e mais de 35 anos no Brasil.

No Brasil, porém, o sistema não contava com o respaldo normativo e

acabou se limitando a alguns tipos de edificações com alturas restritas.

A ABNT NBR 16475 foi publicada com objetivo de proporcionar evolução contínua do sistema, estabelecendo para tanto critérios para projeto e execução.

Esse trabalho descreveu, de forma sucinta, as principais considerações

e referências adotadas na elaboração dessa norma.

Acredita-se assim que a aplicação desse sistema construtivo, agora respaldado por norma específica que lhe assegura condições de segurança e desempenho, seja significativamente ampliada, ajudando a reduzir o déficit habitacional que o Brasil apresenta. 

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Building code requirements for structural concrete, ACI 318, Farmington Hills, 2011.
- [2] ABNT, Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado, ABNT NBR 9062, Rio de Janeiro, 2017.
- [3] ABNT, Parede de concreto moldada no local para construção de edificações – Requisitos e Procedimentos, ABNT NBR 16055, Rio de Janeiro, 2012.
- [4] ABNT, Painéis de parede de concreto pré-moldado – Requisitos e procedimentos, ABNT NBR 16475, Rio de Janeiro, 2017.
- [5] Eurocode 2: Design of concrete structures – part 1: General rules and rule for buildings, British Standards Institution, London, 1992.
- [6] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Structural connections for precast concrete buildings. Bulletin 43, FIB, Lausanne, 2008.
- [7] FERNÁNDEZ-ORDÓÑEZ, D. Precast High Rise Buildings. In: ENCONTRO NACIONAL DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL, 13. 2010, São Paulo: ABECE, 2010. Disponível em: < <http://www.abece.com.br/web/download/pdf/enece2010/PALESTRA%202%20DAVID.pdf> >. Acesso em: 10 de maio de 2017.
- [8] TOMO, F. C. (2013). Critérios para projeto de estruturas de paredes portantes pré-fabricadas de concreto armado. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2013.
- [9] VOORDE, S. V. et al. Post-war building materials. [on line] Disponível na internet via WWW. URL: <http://postwarbuildingmaterials.be/material/precast-concrete-facade-panels/>. Bruxelas, 2015. Arquivo capturado em 10 de maio de 2017.

PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE

Macrofibras de vidro álcali resistentes (AR) para concreto destinado a aplicações estruturais: definições, especificações e conformidade

Elaborada pelo CT 303 – Comitê Técnico IBRACON/ABECE sobre *Uso de Materiais não Convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras*, a Prática Recomendada especifica os requisitos técnicos das macrofibras de vidro álcali resistentes para uso estrutural em concreto.

A Prática Recomendada abrange macrofibras para uso em todos os tipos de concreto, incluindo concreto projetado, para pavimentos, pré-moldados, moldados no local e concretos de reparo.

AQUISIÇÃO

www.ibracon.org.br (Loja Virtual)

DADOS TÉCNICOS

ISBN: 978-85-98576-28-2

Edição: 1ª edição

Formato: eletrônico

Páginas: 26

Acabamento: digital

Ano da publicação: 2017

Coordenador: Eng. Marco Antonio Carnio

PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON/ABECE MACROFIBRAS DE VIDRO ÁLCALI RESISTENTE (AR) PARA CONCRETO DESTINADO A APLICAÇÕES ESTRUTURAIS



COMITÊ 303: Materiais não convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras

GT4: Caracterização de materiais não convencionais e fibras para reforço estrutural

Coordenador: Eng. Marco Antonio Carnio
Representante CIA: Sofia Maria Carrato Diniz

Patrocínio



Desempenho de pisos cimentícios

ERCIO THOMAZ

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS
DO ESTADO DE SÃO PAULO

I. INTRODUÇÃO

Os tradicionais pisos em cimento queimado, evolui-se hoje para uma variedade muito grande de sistemas de pisos cimentícios, incluindo pisos elevados, pi-

sos podotéteis, pisos acústicos, pisos drenantes e outros.

No presente artigo discorre-se sobre os pisos cimentícios mais usuais, analisando-se de forma qualitativa suas características e confrontando seu po-

tencial desempenho com as exigências na norma NBR 15575:2013 - Edificações habitacionais – Desempenho – Parte 3: Requisitos para os sistemas de pisos. Embora tenha aplicação restrita a edificações habitacionais, a grande maioria das exigências de desempenho da NBR 15575 podem ser extrapoladas para escolas, escritórios, prédios comerciais e outros.

Existe uma gama muito vasta de sistemas de pisos que não serão aqui abordados, podendo-se citar assoalhos e tacos de madeira natural ou reconstituída (MDF, HDF), pisos em mantas plásticas ou borracha sintética, pisos cerâmicos (pastilhas, placas, porcelanatos etc), pisos em rochas ornamentais, pisos metálicos, pisos em placas de vidro, carpetes e forrações, pisos constituídos por agregados minerais aglomerados com resinas sintéticas, pisos autonivelantes formulados com resinas sintéticas, pisos drenantes (piso-grama / concretos permeáveis), pisos intertravados, pisos aquecidos, pisos podotéteis e outros.

De forma resumida, com a finalidade de orientar o desenvolvimento do artigo, apresentam-se na Tabela 1 as principais exigências de desempenho que constam na norma 15575, que estabelece como parâmetro para a vida útil de projeto – VUP dos pisos internos o prazo mínimo de 13 anos (17 anos

► Tabela 1 – Requisitos de desempenho para pisos (adaptado da NBR 15575:2013)

Disciplina	Requisitos	Critérios exemplificativos
Desempenho estrutural	Estabilidade e resistência estrutural	<ul style="list-style-type: none"> – resistência a cargas concentradas – resistência a cargas distribuídas – limitação de fissuras – limitação de deslocamentos
	Cargas de ocupação/ desempenho antropodinâmico	<ul style="list-style-type: none"> – limitação de vibrações – resistência a impactos de corpo mole – resistência a impactos de corpo duro
Segurança ao fogo	Resistência ao fogo	<ul style="list-style-type: none"> – compartimentação entre pavimentos – selagem corta-fogo / firestop
	Reação ao fogo / dificultar a inflamação generalizada	<ul style="list-style-type: none"> – combustibilidade – propagação superficial de chamas – densidade óptica de fumaça
Segurança no uso e na operação	Segurança na circulação	<ul style="list-style-type: none"> – coeficiente de atrito dinâmico / rugosidade – limitação de desníveis abruptos – limitação de frestas
Habitabilidade	Estanqueidade à água	<ul style="list-style-type: none"> – umidade ascendente – estanqueidade áreas molhadas – estanqueidade áreas molháveis
	Desempenho acústico	<ul style="list-style-type: none"> – isolamento aos sons aéreos – isolamento aos ruídos de impacto
	Desempenho térmico/ conforto tátil	<ul style="list-style-type: none"> – sensação de conforto no contato c/ o piso – pisos aquecidos
Durabilidade e manutenibilidade	Durabilidade	<ul style="list-style-type: none"> – resistência à umidade – resistência a agentes químicos – resistência ao desgaste por abrasão
	Manutenibilidade	<ul style="list-style-type: none"> – facilidade de limpeza – facilidade de reparos / reposição



► **Figura 1**
Aspecto final de piso cimentado,
acabamento com resina
(Foto AECWeb)

para o nível intermediário, 20 anos para o nível superior de desempenho). Além dos aspectos estéticos e de custos, que não serão tratados no presente artigo, os fatores técnicos listados na referida tabela são balizadores bastante úteis na escolha do tipo de piso.

2. PISOS EM CIMENTO QUEIMADO

Os “pisos cimentados” constituem talvez o mais tradicional sistema de pisos do Brasil, sendo constituídos por argamassa de cimento e areia, e acabamento com polvilhamento e alisamento/queima de mistura de cimento com óxidos de ferro, geralmente na cor vermelha ou amarela. Apresentam como propriedades fundamentais a incomcombustibilidade, característica comum a todos os pisos cimentícios, adequada resistência a cargas de ocupação (impactos, cargas concentradas, etc.), estanqueidade à água, adequado coeficiente de atrito e vida útil bastante extensa, além da facilidade de limpeza e manutenção.

Com possibilidade de acabamento na própria cor do cimento empregado (branco ou cinza – Figura 1), ou dos óxidos de ferro nas mais variadas cores, desde o amarelo até o marrom, os pisos cimentados executados sem



► **Figura 2**
Microfissuras de retração em
piso cimentado (inadequação do
traço / ausência de cura)

os devidos cuidados invariavelmente desenvolvem microfissuras, conforme ilustrado na Figura 2. Para que sejam evitadas, há necessidade de correta seleção dos materiais (areia com baixíssimos teores de finos, argila ou silte etc.), tipo adequado de cimento (preferivelmente CPI, CPIIF ou CPIIE), dosagem adequada (por exemplo, traço composto com aditivos plastificantes e retentores de água), introdução de juntas e/ou execução no formato de “damas” e, mais do que tudo isso, processo adequado de cura úmida por sete ou oito dias. Saliente-se que este último fator é determinante na formação ou não das microfissuras de retração.



► **Figura 3**
Distribuidora de concreto com
autorregulação de nivelamento

Como composições arquitetônicas, além da combinação de cores, os pisos cimentados podem ainda ser combinados com faixas de pastilhas ou placas cerâmicas.

3. PISOS DE CONCRETO

Pisos de concreto vêm sendo utilizados há muito tempo em subsolos de prédios, centros de distribuição, entrepostos comerciais, indústrias, estacionamentos de veículos e outros. A tecnologia ganhou avanço muito significativo nos últimos anos com o advento dos concretos de alto desempenho, aditivos polifuncionais, fibras metálicas, fibras de vidro álcali-resistentes, microfibras ou macrofibras de polipropileno (Figura 4), juntas serradas, barras de transferência de cargas, sistemas de protensão com cordoalhas engraxadas e outros recursos. O avanço contou ainda com o desenvolvimento de normalização para controle da planicidade e nivelamento (F-Numbers, de acordo com a norma ASTM E 1155) e de diversos equipamentos para execução dos pisos, incluindo distribuidoras de concreto com nivelamento automático (Figura 3), acabadoras de superfície autopropelidas simples e duplas (“helicóptero” ou “bambolê”), rodos de corte,



► **Figura 4**
Concreto dosado com
microfibras de polipropileno



► **Figura 5**

Acabamento de concreto arquitetônico, composto por cimento CP IV e óxido de ferro preto

rodos quebra-bolhas, régulas vibratórias, régulas *float* e outros dispositivos.

Os concretos para piso podem ser dosados de forma que o material atinja elevada resistência característica à compressão e à tração na flexão, havendo ainda a possibilidade de se recorrer à aplicação de aditivos endurecedores de superfície ou ao fortalecimento superficial com a aplicação de agregados minerais ou metálicos de alta resistência, situação em que o agregado será comprimido contra o concreto ainda fresco por meio de *floats* manuais ou mecânicos (régulas



► **Figura 6**

Escurecimento da superfície do piso com aspersão de agregados na cor preta

metálicas com regulagem de inclinação, acopladas a acabadoras de superfície). Com ou sem o endurecimento superficial, em função da inclinação e flexibilidade das régulas, da pressão exercida contra a base e do número de passadas do equipamento, poderá ser obtida superfície com pequena rugosidade / superfície quase lisa (acabamento “camuçado”) ou superfície muito lisa (acabamento “vítreo”).

Com finalidades arquitetônicas e estéticas, podem ser produzidos pisos de concreto na cor branca (emprego de cimento branco estrutural) ou em outras cores, mediante a introdução no traço de pigmentos inorgânicos resistentes aos álcalis do cimento, como, por exemplo: óxidos de ferro (vermelho, laranja, amarelo, preto e marrom), óxido de cromo (verde) e óxido de cobalto (azul). Optando-se por tonalidades escuras, cores próximas ao cinza chumbo, pode-se preparar o traço com cimento Portland CP II E ou CP II F, ou ainda CP IV (Figura 5), onde o material pozzolânico de cor escura favorecerá o escurecimento do concreto. O acabamento com agregados de cor preta (Figura 6) pode produzir superfícies ainda mais escuras.

Ainda no campo dos pisos coloridos de concreto, há que se mencionar os concretos estampados, onde a coloração é feita apenas na superfície. A produção e lançamento do concreto obedecem aos padrões normais, ocorrendo após o desempenamento a aplicação / “salgamento” superficial (aspersão de mistura a seco de pigmento e endurecedor de superfície em pó), alisamento / queima do endurecedor com desempenadeira de aço de braços longos, aplicação de desmoldante e estampagem com moldes de borracha sintética (Figura 7). Depois disso é feita a lavagem do excesso de desmoldante, seguindo-



► **Figura 7**

Estampagem de piso com moldes de borracha sintética (foto Internet)

-se serragem de juntas e cura úmida, obtendo-se superfície colorida com pequenas variações de tonalidade (Figura 8). Como proteção final, a exemplo do que pode ser feito para os concretos normais ou para os concretos coloridos na massa, pode-se aplicar com rolos de lã com altura média uma ou duas demãos de resina acrílica (acabamento com maior brilho) ou de hidrofugante à base de silano-siloxano (acabamento mais fosco). Há ainda a possibilidade de aplicação de película anti-derrapante.

Os pisos de concreto, desde que obedecidas condições adequadas de dosagem, lançamento, adensamento, cura e proteção final, apresentam



► **Figura 8**

Aspecto final de um piso em concreto estampado



► **Figura 9**

Afloramento de macrofibras de polipropileno na superfície do piso de concreto

condições potenciais para pleno atendimento a todos os requisitos de desempenho, incluindo comportamento estrutural, resistência ao fogo, segurança no uso e na operação, estanqueidade e durabilidade. Todavia, em função de falhas em qualquer uma das etapas de projeto e produção, poderão surgir patologias tais como: ascensão de fibras de plástico (Figura 9), pequenas desagregações, esborcinamento de juntas, fissuras de retração (Figura 10), delaminações / pulverulências superficiais e outros.

4. PISOS EM GRANILITE E FULGET

Além dos tipos de pisos cimentados tradicionais, e também moldados no



► **Figura 10**

Microfissuras de retração em piso de concreto

local, aparecem os pisos em granilite, marmorite ou “fulget”. Este último, também conhecido por “granilite rústico”, recebe ainda no estado de fresco remoção da nata superficial por lavagem, enquanto que o granilite normal recebe, após endurecimento e secagem, polimento por uma sequência de lixas. São pisos compostos pela mistura de areia, cimento (branco ou cinza) e granilha constituída pela mescla de grãos de rochas britados com pequenas dimensões (da ordem da brita 0), oriundos de minerais como o mármore, granito, quartzo, arenito e outras.

Para obter-se piso com qualidade adequada, os princípios da dosagem são os mesmos dos concretos estruturais: agregados com baixos teores de finos ou impurezas, matriz de agregado com o melhor empacotamento possível, pasta com a quantidade mínima necessária para a união dos agregados e para conferir a trabalhabilidade necessária na aplicação, moderada relação água / cimento. Aplicados em camadas com pequena espessura, da ordem de 15mm, tais pisos devem ser subdivididos em quadrados da ordem de 1,0 a 1,5m por juntas em látão, alumínio ou plástico. Tomada esta providência, e submetendo o material à correta dosagem e adequado processo de cura, os pisos em *granilite* ou *fulget* apresentam boas condições de estanqueidade, resistência ao desgaste por abrasão, resistência a impactos, durabilidade (Figura 11), etc. A exemplo do que foi comentado para os pisos cimentados, por deficiência de dosagem e, mais comumente por ausência ou insuficiência de cura, podem se desenvolver no corpo do piso em granilite ou fulget significativas fissuras de retração (Figura 12), comprometendo irreversivelmente sua durabilidade.



► **Figura 11**

Piso com acabamento em granilite executado há mais de 30 anos – prédio 56 do IPT

5. PISOS EM LADRILHOS HIDRÁULICOS

Saindo dos pisos cimentícios moldados no local e passando para aqueles constituídos por placas industrializadas, uma tecnologia que se perdeu um pouco no tempo e ressurgiu entre nós na metade do século passado com força renovada é aquela dos ladrilhos hidráulicos. Com espessura total de cerca 2cm, as peças são conformadas em moldes vazados de ferro ou bronze (“margaridas”), apresentando camada decorativa com cerca de 5mm de espessura, composta por cimento branco, pó de mármore e pigmentos inorgânicos. Lançada a nata decorativa



► **Figura 12**

Fissuras de retração em piso de granilite – deficiências de dosagem e de cura





► **Figura 13**

Desenvolvimento de desenhos e texturas de ladrilhos hidráulicos – ateliê da FAUUSP

em cada compartimento do molde, sobre ela é salpicada mistura seca de cimento e areia, recoberta por uma camada final de areia, cimento e pó de pedra, com consistência de “terra úmida”. Depois disso, o conjunto é prensado sob elevada pressão (até da ordem de 20MPa), passando por pequeno período de descanso e, em seguida, cura submersa.

Em função da conformação sob ele-



► **Figura 14**

Piso em ladrilhos hidráulicos – acesso ao refeitório do IPT, executado há mais de 60 anos

vada pressão e da baixíssima relação água/cimento final, as peças apresentam-se praticamente impermeáveis, com elevadas resistências à flexão, aos impactos e ao desgaste por abrasão. Por isso mesmo, além dos ambientes internos mais sofisticados, os ladrilhos hidráulicos são aplicados em rampas de garagem (neste caso, com dentes salientes), praças e passeios públicos, vindo até mesmo a constituir ícones / elementos de identidade de algumas cidades (mapa do estado em calçadas da cidade de São Paulo, representação de ondas nos calçadões de Copacabana, etc.).

Podendo ser produzidos com motivos estéticos muito variados (Figura 13), ladrilhos hidráulicos de boa qualidade apresentam extensa vida útil, com aplicações comprovadas no Brasil de mais de 60 anos (Figura 14) ou até da ordem de um século, como, por exemplo, os pisos existentes no Museu Paulista (“Museu do Ipiranga”), no edifício Martirelli, em muitas igrejas da época do Brasil colonial (particularmente em cidades históricas de Minas Gerais), etc.

6. PISOS ELEVADOS

Pisos elevados facultam a instalação de dutos e cabos, as adaptações de layout, a personalização e flexibilização dos ambientes. Interna ou externamente, facilitam ainda as operações de manutenção de instalações neles embutidas, bem como de impermeabilizações ou do próprio piso, com a possibilidade de simples substituição de placas modulares apoiadas sobre pedestais, sem a necessidade de rompimento de concretos ou argamassas.

Devidamente projetados, podem ainda contribuir para o isolamento acústico entre pavimentos, particularmente no que concerne aos ruídos transmitidos por impacto, e também para um sistema alternativo de condicionamento

de ar: o de insuflamento invertido, ou seja, da base para o topo do ambiente. No caso de pisos externos, a camada de ar entre as placas e a laje é importante fator de contribuição para a isolamento térmica, constituindo boa opção para as lajes de cobertura ou de terraços.

Em áreas externas de grandes dimensões, onde o grande número requecido de ralos e os caimentos necessários para a drenagem superficial poderiam comprometer a estética ou a funcionalidade do piso, o sistema possibilita a construção de pisos perfeitamente planos, escoando a água através das frestas mantidas entre as placas que o integram. Por um lado, tais frestas, se benéficas e necessárias, por outro podem dificultar o trânsito de carrinhos de bebê, cadeiras de rodas, bicicletas e outros. Cuidados também devem ser tomados para que o piso elevado não se transforme num criadouro de insetos e pragas.

Os primeiros pisos elevados eram constituídos por placas de concreto repousando sobre alvenaria ou pequenos apoios de concreto moldados no local (Figura 15): efetuava-se o nivelamento da face superior do piso, moldando-se cada apoio na altura necessária. Depois disso, vieram as placas pré-fabricadas



► **Figura 15**

Piso elevado – placas de concreto sobre apoios de concreto moldados no local



► **Figura 16**

Piso elevado sobre pedestais de plástico com altura regulável e cabeça multiangular
(Foto Buzon)

em aço, alumínio, concreto, plásticos de engenharia (PVC, PEAD etc), placas de rocha estruturadas com telas de fibra de vidro no tardo, porcelanato e placas de madeira reconstituída (MDF / HDF, OSB – com possibilidade de revestimento em carpete, manta de vinil, laminado melamínico e outros). Criaram-se os pedestais reguláveis, telescópicos, em aço ou plástico (Figura 16), inclusive com articulações que permitem manter o piso nivelado mesmo se apoiado sobre uma laje inclinada.

Em função do correto dimensionamento estrutural (placas e apoios), da correta impermeabilização e drenagem da laje de apoio (pisos externos ou internos em áreas molháveis) e das características indicadas nos itens anteriores para os pisos de concreto, os pisos elevados reúnem potencial para pleno atendimento aos requisitos de desempenho. Cuidados devem ser verificados para a eventual solicitação transmitida por equipamentos transitando sobre o piso (empilhadeiras, plataformas elevatórias etc.), cujas cargas concentradas das rodas pode levar à ruptura das placas, e também com a fresta presente entre placas contíguas, cuja abertura máxima é estabelecida em 4 mm pela norma NBR 15575 – Parte 3.

7. ENTREPISOS ACÚSTICOS

Do ponto de vista da transmissão e

da isolamento acústica, há que se destacar duas situações:

- som aéreo: as ondas sonoras propagam-se no ar em todas as frequências audíveis, atingindo anteparos que, ao vibrarem, transmitem o som para o ambiente oposto à posição da fonte emissora – quanto mais denso o material, menor a transmissão do som aéreo;
- transmissão de ruído por impacto: percutindo-se um corpo sólido, a onda caminha pelo material e é transmitida pelo ar para o ambiente contíguo, em geral com pequeno amortecimento – quanto mais denso o material, maior a transmissão do ruído por impacto.

Nos edifícios habitacionais os entendimentos mais importantes entre condôminos têm surgido exatamente em função da transmissão de ruídos de impacto pelos entrepisos, fenômeno realçado com o crescente emprego de pisos frios, de lajes nervuradas e de lajes zero, neste último caso com a eliminação dos contrapisos e a aplicação direta de assoalhos ou revestimentos pétreos sobre as lajes. Destaque-se que a transmissão do ruído de impacto não acontece somente pela própria laje, mas também pelas paredes ou elementos

estruturais a ela conectados, e que a isolamento aos ruídos de impacto pode ser muito melhorada revestindo-se o piso com carpetes e forrações têxteis, mantas de borracha ou plástico.

A norma NBR 15.575-3 estabelece que, “sob ação de ruído de impacto padronizado, aplicado na face superior do entrepiso, a unidade habitacional deve apresentar nível de pressão sonora ($L'_{nT,w}$) inferior a 80 decibéis”, explicando ainda que esse valor corresponde à isolamento propiciada por uma laje de concreto armado com espessura em torno de 10 ou 12cm. Para o nível intermediário de desempenho, previsto na mesma norma, o ruído de impacto deve estar compreendido entre 55 e 65 dB, e, para o nível superior de desempenho, o nível sonoro não pode superar 55 dB, o que só pode ser obtido “com o tratamento acústico da laje”.

Referido tratamento acústico é geralmente executado intercalando-se elementos amortecedores / mantas de material resiliente (Figuras 17 e 18) entre a laje e o contrapiso, constituindo



► **Figura 17**

Piso flutuante sendo executado com manta plástica dotada de alvéolos amortecedores



► **Figura 18**

Piso flutuante sendo executado com manta de polietileno



► **Tabela 2 – Critérios e níveis de desempenho de coberturas quanto à transmitância térmica (fonte: Tabela I.4 da NBR 15.575 – Parte 5)**

Transmitância térmica (U) W/m²K					Nível de desempenho
Zonas 1 e 2	Zonas 3 a 6		Zonas 7 e 8 ¹		
U ≤ 2,3	$\alpha^1 \leq 0,6$	$\alpha^1 > 0,6$	$\alpha^1 \leq 0,4$	$\alpha^1 > 0,4$	Mínimo
	U ≤ 2,3	U ≤ 1,5	U ≤ 2,3 FV	U ≤ 1,5 FV	
U ≤ 1,5	$\alpha^1 \leq 0,6$	$\alpha^1 > 0,6$	$\alpha^1 \leq 0,4$	$\alpha^1 > 0,4$	Intermediário
	U ≤ 1,5	U ≤ 1,0	U ≤ 1,5 FV	U ≤ 1,0 FV	
U ≤ 1,0	$\alpha^1 \leq 0,6$	$\alpha^1 > 0,6$	$\alpha^1 \leq 0,4$	$\alpha^1 > 0,4$	Superior
	U ≤ 1,0	U ≤ 0,5	U ≤ 1,0 FV	U ≤ 0,5 FV	

¹ Na zona bioclimática 8 também estão atendidas coberturas com componentes de telhas cerâmicas, mesmo que a cobertura não tenha forro.

NOTAS

O fator de ventilação (FV) é estabelecido na ABNT NBR 15220-2; Zonas bioclimáticas brasileiras são aquelas definidas na ABNT NBR 15220-3; A determinação da transmitância térmica, por método simplificado, é definida na ABNT NBR 15220-2.

os chamados “pisos flutuantes”, empregando-se mantas com espessuras que podem variar de 5 a 25mm integradas por ampla gama de materiais: polietileno, poliéster ou poliestireno expandido, plástico reconstituído, lã de vidro, lã de rocha, borracha com baixa densidade (inclusive borracha reconstituída), feltro, cortiça, aglomerado de fibras de madeira e outras. O tratamento bem executado (materiais adequados, ausência de pontes de transmissão sonora etc.) pode reduzir o nível de pressão sonora do ambiente até valores acima de 20 ou 30dB em relação ao resultado obtido com a respectiva laje sem tratamento.

Sobre as mantas resilientes deve ser executado contrapiso com espessura em torno de 5cm, constituído, por exemplo, com concreto de traço em massa de 1 : 2 : 4 (cimento, areia grossa e pedrisco) ou contrapiso autonivelante (concreto um pouco mais argamassado, *slump flow* em torno de 70cm), criando-se juntas e armando-se o contrapiso para evitar o desenvolvimento de fissuras de retração (por exemplo, tela Q 92 – Ø4,2mm cada 15cm).

8. LAJES DE COBERTURA ACESSÍVEIS

As lajes de cobertura acessíveis, com

acabamentos em placas cerâmicas, pisos cimentados ou outros, enquadram-se pela norma NBR 15575 na categoria de “sistema de piso de áreas de uso coletivo sobre unidades autônomas”, devendo por isso mesmo apresentar nível de pressão sonora (L_{nT,w}) inferior a 55 decibéis.

Portanto, para as lajes de cobertura acessíveis, com exigência bem mais rigorosa de isolamento acústica, é praticamente indispensável a adoção de pisos flutuantes, conforme item anterior, sendo recomendável o dimensionamento do material resiliente também em termos da isolamento térmica da laje de cobertura. Nesse caso, salvo análises mais precisas (modelagem / simulação computacional), a norma de desempenho NBR 15575 - Parte 5 estabelece valores mínimos de transmitância térmica do sistema de cobertura (independentemente se for laje ou telhado) e ainda valores de referência para os níveis intermediário e superior de desempenho, em função da zonas bioclimáticas do Brasil, reproduzindo-se na Tabela 2 os referidos valores.

9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Há um número muito grande de soluções técnicas para a execução de pisos, não só aquelas baseadas no emprego de produtos cimentícios, to-

das com potencial de atingir desempenho adequado. Na escolha do sistema, além do custo e dos padrões estéticos, há que se analisar os vários requisitos que foram aqui listados, incluindo desde o comportamento mecânico até o conforto no caminhar (rugosidade, temperatura, coeficiente de condutividade térmica), passando pela segurança na circulação (presença de frestas, mudanças de plano com pequena diferença de cota, sem sinalização, coeficiente de atrito dinâmico) e chegando até a durabilidade e manutenibilidade, facilidades de limpeza, de execução de reparos e de substituição. Sob o ponto de vista da sustentabilidade, devem ser ainda considerados aspectos de consumo de energia na produção e na manutenção dos pisos, poluentes gerados na produção e aplicação, possibilidade de reciclagem dos materiais ao término do ciclo de vida e outros.

O desempenho adequado, além da qualidade satisfatória dos materiais e da execução, passa necessariamente pelos bons projetos, não se podendo atribuir a fissuração de um piso externo de cor escura, com área muito extensa e sem juntas de dilatação, a deficiências do cimento ou do concreto. Aliás, dizem os especialistas que não existem materiais de construção bons ou ruins, mas, isto sim, materiais bem ou mal aplicados, adequados ou inadequados ao meio a que foram destinados.

Também não se pode esperar excelente desempenho de um piso acústico cujos alvéolos da manta resiliente foram colmatados pela nata de cimento durante a execução do contrapiso. Ou seja, os pisos só atingirão adequado nível de desempenho e vida útil, igual ou superior àquelas previstas na norma NBR 15575, caso sejam adequadamente concebidos, projetados, executados e mantidos. 

Desenvolvimento e controle tecnológico do concreto autoadensável para produção de aduelas pré-moldadas para torres eólicas

FÁBIO DE MELO LEONEL – GERENTE DE QUALIDADE E TECNOLOGIA

CARLOS J. DE RESENDE – COORDENADOR TÉCNICO

LAFARGEHOLCIM (BRASIL) – DIVISÃO CONCRETO

CARLOS EDUARDO S. DE MELO – ASSESSOR TÉCNICO

FABRÍCIO CARLOS FRANÇA – ASSESSOR TÉCNICO

LAFARGEHOLCIM (BRASIL) – DIVISÃO CIMENTO

JOSÉ VANDERLEI DE ABREU – GERENTE DE ASSESSORIA TÉCNICA, QUALIDADE E OIL & GAS

RODRIGO MENEGAZ MULLER – HEAD OF DUCTAL® BRASIL / LATAM

LAFARGEHOLCIM (BRASIL)

I. INTRODUÇÃO

O mercado de energia eólica no Brasil está pujante e chegando a 13 GW de capacidade produtiva no mês de fevereiro de 2018, com 518 parques em operação. Marca importante para nosso país, que nos coloca na liderança deste mercado na América Latina e como um dos líderes do mercado global (8º colocado no Ranking Global – Tabela 1). Com os 4,8 GW de projetos em construção e contratados, brevemente a geração de energia por meio do vento irá atingir a mesma capacidade produtiva da Usina Hidrelétrica de Itaipu, ou seja, aproximadamente 19 GW. Ainda pode-se considerar que o potencial estimado para a geração no Brasil é de 500 GW e que o fator de capacidade (proporção entre a produção

efetiva e a capacidade total de geração de energia) dos parques eólicos brasileiros é em média de 50%, contra 30% nos demais parques ao redor do mundo. Isto significa que, para cada GW/hora de potência instalada no mundo, o Brasil gera 200 MW/hora adicionais, em relação a média mundial.

Com o crescimento do mercado de geração de energia, cresce também a altura das torres. Essa busca por torres cada vez mais altas está ligada à melhoria da qualidade do vento, ou seja, ao poder de gerar mais energia. Quanto mais alta a torre, menor a turbulência e maior a velocidade do vento. Consequentemente, maior o aproveitamento do aerogerador e maiores os ganhos financeiros. Estudos apontam que para cada 1 metro adicionado à al-

tura da torre, pode-se gerar entre 0,5% a 1% a mais de energia eólica. O recorde mundial de altura foi alcançado na Alemanha em 2017, com 178 metros de torre, e altura total de 246,5 metros (até a extremidade das pás).

No Brasil, os principais parques eólicos estão situados na região Nordeste, localidade com maior disponibilidade de ventos do país. Face aos benefícios da maior altura das torres, o processo construtivo com concreto armado ou protendido apresenta algumas vantagens em relação às torres em aço, entre essas:

- disponibilidade de material: o concreto está disponível em praticamente todas as regiões do Brasil;
- capacidade do concreto para atingir grandes alturas e suportar

maiores aerogeradores; consequentemente, suportar maior peso e cargas dinâmicas;

- ▶ melhoria no comportamento dinâmico das torres, reduzindo a fadiga e aumentando sua vida útil;
- ▶ ligações estruturais confiáveis e testadas, proporcionando montagens rápidas;
- ▶ excelente resposta às ações sísmicas;
- ▶ baixa necessidade de manutenção;
- ▶ maior durabilidade em qualquer ambiente.

O avanço tecnológico na indústria do concreto e as especificações de projeto para torres eólicas na ordem de 60 MPa fazem com que a tecnologia concreto autoadensável (CAA) seja uma solução bastante atraente para vencer os desafios impostos. Assim sendo, apresenta-se neste artigo o desenvolvimento, a produção e o controle tecnológico do CAA aplicado como solução construtiva para um dos pátios eólicos da região Nordeste do Brasil.



▶ **Figura 1**
Segmento de aduela –
vista horizontal

▶ **Tabela 1 – Ranking mundial de capacidade Instalada de energia eólica**

Dez maiores capacidades instaladas Jan-Dez 2017			Dez maiores capacidades acumuladas Dez 2017		
País	MW	% participação	País	MW	% participação
PR China	19.500	37	PR China	188.232	35
USA	7.017	13	USA	89.077	17
Alemanha	6.581	13	Alemanha	56.132	10
Reino Unido	4.270	8	Índia	32.848	6
Índia	4.148	8	Espanha	23.170	4
Brasil	2.022	4	Reino Unido	18.872	3
França	1.694	3	França	13.750	3
Turquia	766	1	Brasil	12.763	2
México	478	1	Canadá	12.239	2
Bélgica	467	1	Itália	9.479	2
Restante do mundo	5.630	11	Restante do mundo	83.008	15
Total 10 maiores	46.943	89	Total 10 maiores	456.572	85
Total mundial	52.573	100	Total mundial	539.581	100

Fonte: GWEC

2. DESCRIÇÃO DE UM PARQUE EÓLICO BRASILEIRO EM TORRE DE CONCRETO – UM ESTUDO DE CASO

Vamos descrever um projeto de parque eólico já executado que consistiu na produção total de 43 torres em concreto, utilizando aproximadamente 16 mil m³ de CAA, subdivididos em lotes de 4,7 m³ (3.500 lotes). Os lotes apresentaram uma variação de volumes por peças em função das variações dimensionais das aduelas fabricadas (elementos pré-moldados), que, após consolidadas, resultam nas torres ilustradas nas Figuras 1 e 2.

As especificações do CAA das aduelas (Tabela 2) foram mais restritivas do que as prescritas na Norma da ABNT NBR15823/2017 parte 1 – Concreto Autoadensável – Especificação.

Cada torre é composta por 18 segmentos de aduelas, unidos por uma armadura passiva. As fôrmas dispõem de encaixe tipo macho e fêmea, com uma mínima janela para



▶ **Figura 2**
Torre montada – vista frontal

► Tabela 2 – Características especificadas para o CAA

Parâmetro	Requisito
Resistência à compressão 28 dias	≥ 60 MPa
Resistência à compressão 12 horas	≥ 25 MPa
Módulo de elasticidade secante (0,4 fc)	≥ 28 GPa
<i>Slump flow</i>	750 ± 50 mm
Funil V - viscosidade aparente	≤ 9 s
Anel J – habilidade passante	< 50 mm
Caixa L – habilidade passante em fluxo confinado	≥ 80
Resistência a segregação	≤ 10%



► Figura 3
Lançamento do CAA através da janela de aplicação na fôrma

aplicação do CAA. Essas aduelas são consolidadas *in loco* com o emprego de grautes de alta resistência. Após montadas, as torres variavam entre 7 a 10 metros em seu diâmetro podendo superar aos 100m de altura, dependendo de cada projeto unitário.

3. DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO DO CAA

3.1 Seleção dos materiais

Por se tratar de um concreto especial, a seleção dos materiais constituintes do CAA é um item que requereu especial atenção, sobretudo quando da seleção do cimento Portland e dos aditivos químicos, que requereram atenção redobrada dos tecnólogos, em função das condições ambientais da obra (temperaturas de aproximadamente 30°C) e das propriedades requeridas do concreto especificado: elevadas resistências mecânicas no estado endurecido e baixa viscosidade no estado plástico. Para obter elevada resistência à compressão axial (inicial e final), a relação água/cimento foi mantida baixa. Para obter elevada fluidez, fez-se uso de aditivos su-

perplastificantes, que não interferissem no tempo de pega do concreto, uma vez que o projeto não considerou a utilização de cura térmica para obtenção do desempenho mecânico inicial do CAA. A obtenção de concretos com baixa viscosidade, sem a necessidade do consumo elevado de água, garantiu o consumo adequado de cimento, evitando-se patologias no concreto e elevação dos custos.

Quando da seleção dos aditivos, um fator fundamental considerado foi a resistência requerida em projeto a baixa idade para o CAA, ou seja: 25 MPa a 12 horas de idade. Como não havia cura térmica, o aditivo a ser utilizado não poderia pro-

piciar retardo de pega ao concreto e, obrigatoriamente precisaria ter alta compatibilidade com cimento empregado. O cimento definido pela equipe de tecnólogos foi o CPV ARI PLUS, produzido na unidade da LafargeHolcim de Caaporã (PB), produto utilizado basicamente para o segmento de pré-moldados e artefatos de concreto. Esse cimento em particular, tem características de resistência inicial elevada e superfície específica (Blaine) relativamente baixa, o que propiciou ao CAA uma menor demanda de água por m³ de concreto, adequando-se às especificações do concreto empregado.

Uma vez estabelecidos os critérios básicos para a dosagem, o maior



► Figuras 4 e 5
Vista externa e interna - consolidação das aduelas com groute de alta resistência

desafio foi identificar no mercado um aditivo superplastificante que proporcionasse uma baixa relação a/c, alta fluidez, baixa interferência na viscosidade e, principalmente, nenhuma interferência no tempo de pega e, conseqüentemente na resistência inicial do CAA. Para facilitar a seleção do aditivo, a equipe utilizou um calorímetro como ferramenta principal neste processo. A partir do monitoramento das temperaturas de início de hidratação do cimento e avaliação da maturidade do CAA em presença dos aditivos, foi possível analisar curvas de calor liberado e mensurar o efeito do tipo e teor de cada aditivo avaliado no comportamento reológico / mecânico do concreto (Figura 6).

Outro desafio superado pela equipe foi a seleção dos agregados, uma vez que existia uma carência de fornecedores locais com controle de qualidade e produção desses insumos, além de haver poucas opções na região que pudessem fornecer produtos adequados dentro de uma logística e engenharia de custo que atendessem ao projeto. Conseqüentemente, se fez necessário a utilização de alternativas tecnológicas como, por exemplo, a utilização de filler calcário como agente corretivo da reologia do CAA.

3.2 Roteiro empregado para formulação do CAA para aduelas

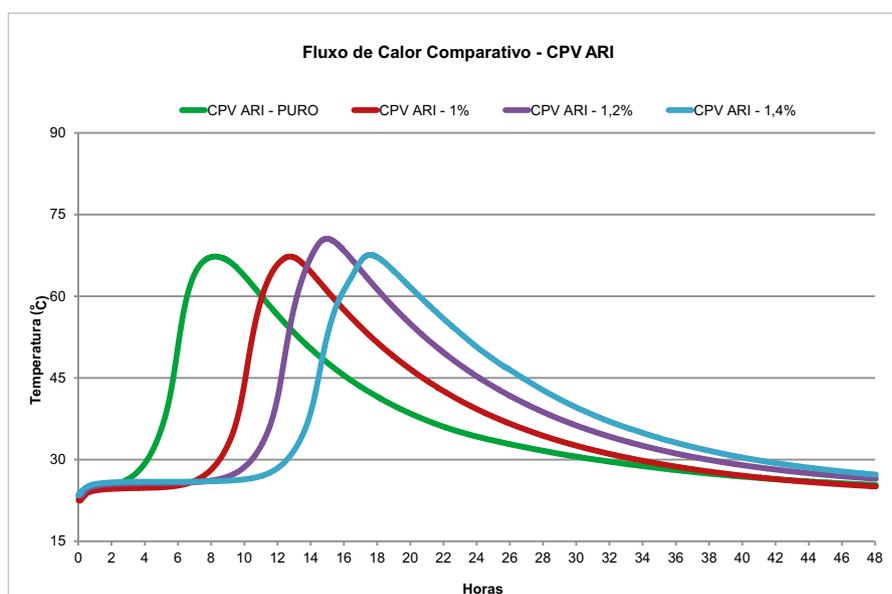
De modo geral a metodologia de formulação da dosagem para esse tipo de projeto é resumida nas respostas da seguinte seqüência de perguntas:

- a) Conhecimento da pasta de cimento
 - ▶ Qual o fator a/c adequado ao atendimento das resistências e reologia?

▶ Tabela 3 – Características físicas do CPV ARI LafargeHolcim

	Blaine (cm ² /g)	Início de pega (min)	Final de pega (min)	Resistência (MPa)			
				1 dia	3 dias	7 dias	28 dias
CPV ARI	4520	168	224	27,2	37,5	43,7	53,3
ABNT NBR 5733	> 3000	> 60	> 600	> 14	> 24	> 34	–

- ▶ Qual a relação ideal entre Fluidez e Viscosidade da pasta?
 - ▶ Qual aditivo melhor combinou com o cimento e em que dosagem?
 - ▶ Qual a manutenção de plasticidade adequada para a trabalhabilidade adequada e moldagem das formas?
 - b) Conhecimento dos agregados
 - ▶ Qual o perfil granulométrico ideal para o traço?
 - ▶ Qual o fator brita/areia mais adequado?
 - ▶ Qual o valor da porosidade presente na melhor mistura?
 - ▶ Quais as faixas de variação dos parâmetros granulométricos aceitáveis?
 - c) Escolha do volume de pasta
 - ▶ Qual o fator de espaçamento desejado para obter a melhor reologia?
 - ▶ Qual a necessidade de complementação de volume de pasta?
 - ▶ Qual tipo e quantidade de “superfinos” a usar?
 - ▶ Quais as interferências no módulo de elasticidade?
 - d) Ajustes
 - ▶ O traço apresentado está estável?
 - ▶ A manutenção de plasticidade é adequada?
 - ▶ As dosagens de água e aditivo precisam ser revistas?
 - ▶ A trabalhabilidade atende aos requisitos?
 - ▶ As resistências foram atingidas?
 - ▶ O volume de pasta previsto resultou na reologia desejada?
- O trabalho de dosagem não termina com a emissão do traço e as



▶ Figura 6 Exemplo do estudo realizado com calorimetria entre Cimento x Aditivo

► Tabela 4 – Traço do CAA inicial

Insumo	kg
CPV ARI PLUS	495
Filer calcário	80
Areia natural	827
Brita 0	802
Aditivo super	9,5
Água	189
Densidade (kg/m³)	2402
Ar Inc. %	2,2
a/c	0,38
AS%	63,3

respectivas quantidades de cada material a ser utilizado. Na verdade, o trabalho foi contínuo ao longo do tempo e ajustes foram realizados em função das seguintes condicionantes:

- Período de chuva exigiu traços mais “robustos” em relação à segregação, devido à alta variabilidade da umidade dos agregados;
- Períodos de menor temperatura ambiente afetaram significativamente as resistências iniciais;
- Desvio padrão da produção;
- Mudanças no comportamento do cimento/aditivo exigiram revisões das dosagens;
- Elevação do tempo de desforma de 8 h para 16 h, devido às caracte-



► **Figura 7**
Slump flow do CAA

► Tabela 5 – Traço CAA – resultados obtidos

Parâmetro	Requisito de projeto	Resultado obtido
Resistência à compressão 28 dias	≥ 60 MPa	74,5 MPa
Resistência á compressão 12 horas	≥ 25 MPa	32,2 MPa
Módulo de elasticidade secante (0,4 fc)	≥ 28 GPa	35,3 GPa
<i>Slump flow</i>	Classe SF2	756 mm
Funil V – viscosidade aparente	VF1	7,6 s
Anel J – habilidade passante	PJ1	24 mm
Caixa L – habilidade passante em fluxo confinado	≥ 80	0,92
Resistência a segregação	≤ 10%	5,6%

terísticas produtivas e necessidades do cronograma de obra;

- Melhorias operacionais focando a manutenção de plasticidade principalmente no pico de temperatura do dia.

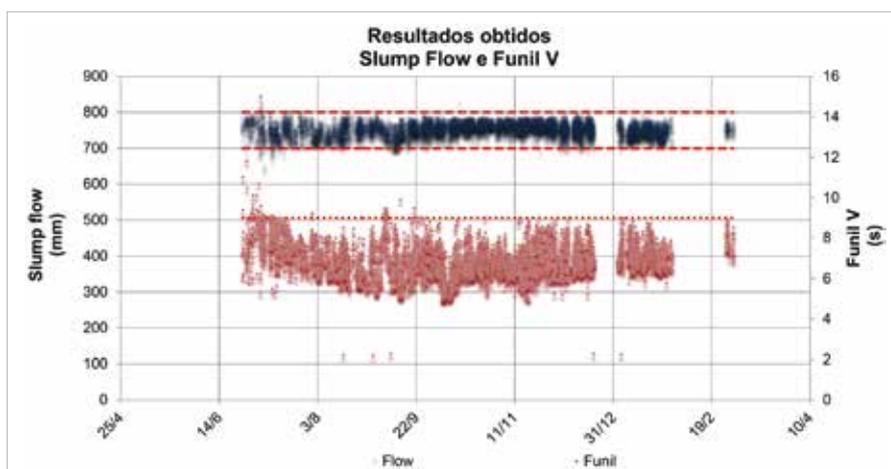
Desse modo, a presença dos tecnologistas no canteiro foi fundamental para o monitoramento dessas demandas e para garantir um tempo de resposta adequado. O tecnologista é considerado como uma peça-chave na estrutura organizacional de um projeto para produção de aduelas de CAA para torres eólicas. Ao final deste projeto, foram utilizadas mais de 10 dosagens diferentes de traço. As

Tabelas 4 e 5 indicam característica de um dos traços.

4. CONTROLE TECNOLÓGICO DO CAA

4.1 *Slump flow* e Funil V

No gráfico da Figura 8, observa-se que o início do processo produtivo, há uma maior variação nos resultados de Slump Flow e Funil V, alcançando a estabilidade na fase média do projeto. As variações iniciais nos processos e operações foram superadas ao longo do projeto com investimentos em treinamentos contínuos.



► **Figura 8**
Evolução dos resultados do *Slump flow* e Funil V ao longo do tempo



4.2 Anel J

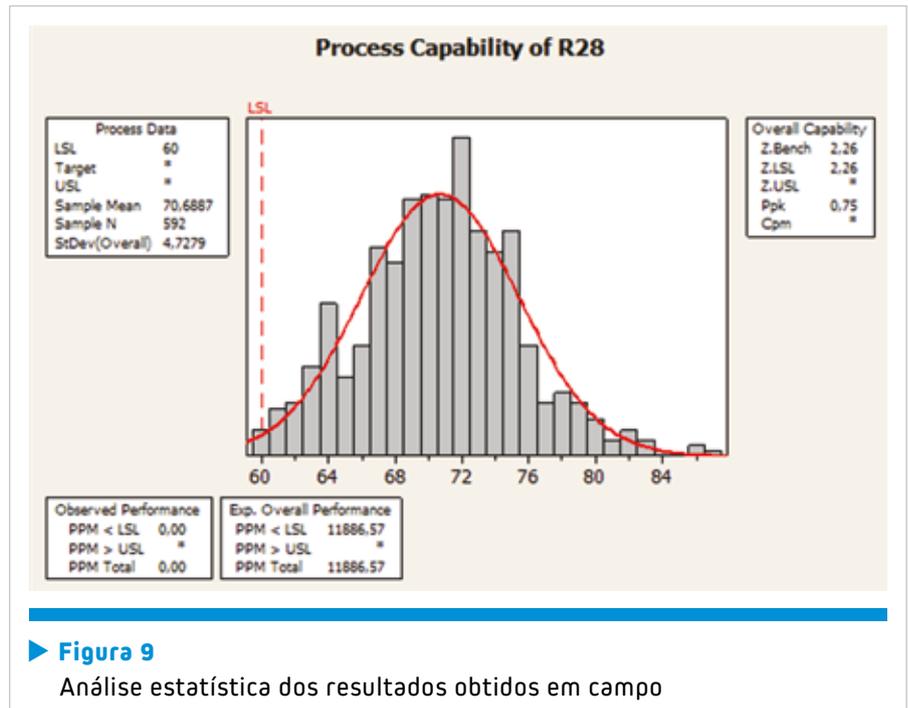
Utilizado para avaliar habilidade passante sob fluxo livre, este ensaio também foi amostrado em todos os lotes, sendo adotado como limite máximo 50 mm, não apresentando grandes variações em seus resultados.

4.3 Caixa L

Avalia também a habilidade passante, porém sob o fluxo confinado e foi amostrado parcialmente em aproximadamente 20% dos lotes produzidos. Trata-se de um ensaio de difícil execução no canteiro, não sendo seu resultado proveitoso na avaliação das propriedades do CAA em escala industrial.

4.4 Resistência à segregação

Também considerada de difícil execução “*in loco*” (a exemplo da Caixa L) e sendo solicitado pelo gerenciamento em ocasiões muito específicas nas quais uma inspeção visual indicava a necessidade de uma análise mais aprofundada. Encontraram-se variações entre 1% e 7%, o que foi considerado bastante adequado, para um limite máximo especificado de 10%. Assim sendo,



► **Figura 9**

Análise estatística dos resultados obtidos em campo

pode-se considerar que os controles de processo e execução adotados pelos tecnologistas foram bastante satisfatórios na mitigação dessa variável.

4.5 Resistência inicial para desforma

Um dos mais desafiantes parâmetros de controle do projeto, a resistência inicial de 25 MPa em 12 horas necessitou especial atenção por parte dos tecnologistas nos processos de dosagens, escolha dos

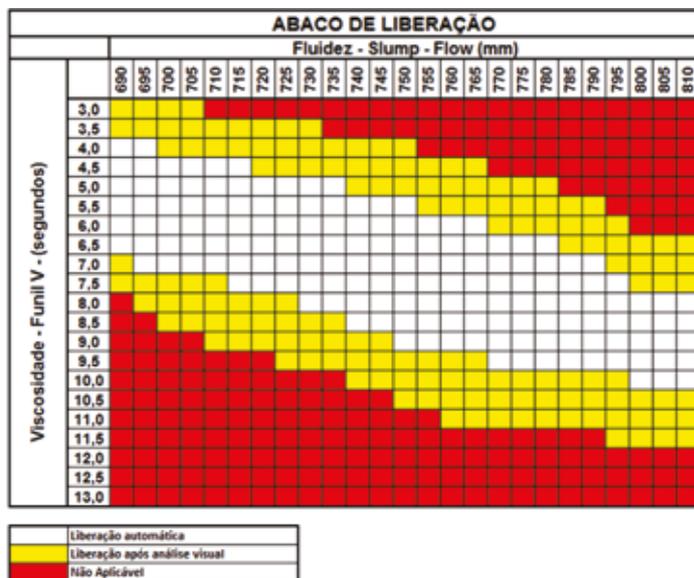
materiais constituintes, preparo, aplicação e controle do CAA. Entretanto, na prática por uma questão de logística interna, a maioria das avaliações foram realizadas com idade de 16 horas, resultando em valores que superaram em demasia o requisito inicial de projeto.

4.6 Resistência à compressão aos 28 dias

Principal parâmetro de controle do CAA no estado endurecido (resistência de projeto de 60 MPa aos

► **Tabela 6 – Resultados consolidados do controle do CAA**

Ensaio	Quant. amostra	Unidade	Valores médios	Valores mínimos	Valores máximos	sd
Slump flow	3421	mm	756,1	640,0	825,0	19,5
Funil V	3421	s	6,94	2,20	15,00	0,86
Anel J	3421	mm	18,13	0,0	80,0	12,57
Caixa L	660	cm	0,932	0,85	0,99	0,02
Segregação	18	%	3,84	0,62	7,01	1,99
R desforma	659	MPa	41,07	23,60	70,90	7,59
R 28 dias	592	MPa	70,69	60,04	87,29	4,72



► **Figura 10**
Ábaco de relação Funil V e *Slump flow*

28 dias) para aprovação dos lotes, os resultados obtidos foram extremamente satisfatórios conforme ilustra o gráfico evolutivo da Figura 9, com uma probabilidade estatística de não atendimento da resistência de apenas 1,19%.

4.7 Resultados consolidados

A Tabela 6 mostra de maneira resumida os resultados reais consolidados obtidos durante todo o controle do CAA das aduelas pré-moldadas

5. LIÇÕES APRENDIDAS

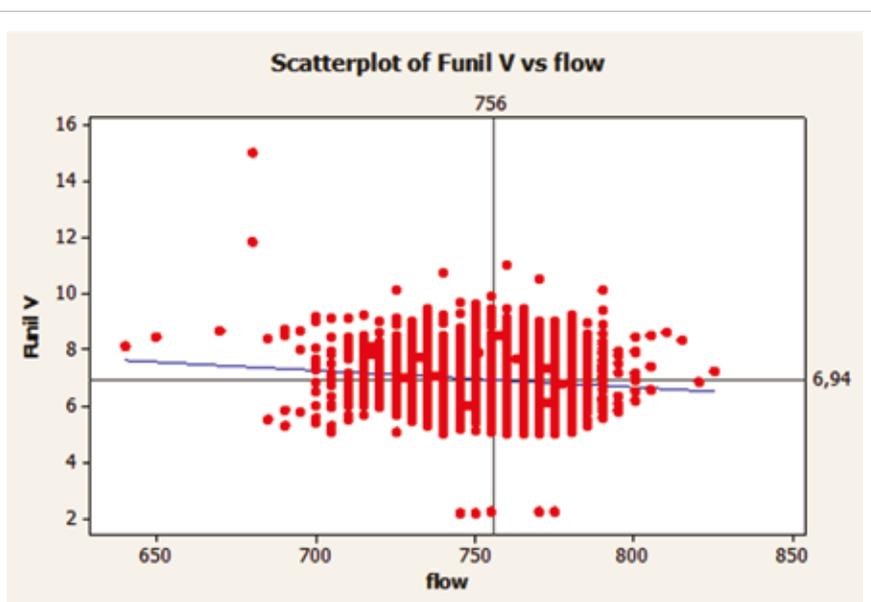
O comportamento correlato entre as propriedades de fluidez e viscosidade foi motivo de grandes discussões operacionais, que ocorreram no momento da aplicação do concreto, motivadas pelos limites restritos de controle e variação do processo produtivo e do próprio ensaio. Por isso, foi estabelecido, durante o andamento do projeto, um padrão de aceitação, baseado na combinação de ambos os ensaios, o que pode ser verificado na Figura 10.

Durante o projeto, foram realizados 3.421 ensaios de Slump Flow e Funil V para aprovação dos lotes produzidos para o controle de qualidade no estado fresco. Observa-se que há uma relação direta entre esses dois parâmetros plásticos, conforme ilustrado no gráfico da Figura 11.

A adoção do ábaco da Figura 10 foi fundamental para reduzir as divergências operacionais entre a produção do concreto e a aplicação nas aduelas. Nessa forma gráfica, os responsáveis pelo recebimento e aprovação do lote analisam o valor da viscosidade para obter um concreto trabalhável suficiente para prevenir a segregação, mas não tão viscoso a ponto de comprometer o preenchimento correto das fôrmas, de acordo com cada patamar de fluidez. Quando o concreto apresenta pares de valores fora dos limites adequados, ações corretivas eram imediatamente realizadas sobre o volume de concreto recém-produzido (lote), conforme orientação do tecnólogo local.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O elevado grau de complexidade deste projeto em todas as etapas resultou em uma análise criteriosa por



► **Figura 11**
Relação entre Funil V e *Slump flow*



parte da equipe de tecnologistas objetivando um maior controle e mitigação de riscos. Desde a seleção das matérias-primas, passando pelos ajustes de parâmetros contratuais/projeto em relação aos resultados obtidos do início até o fim da última aduella produzida, buscando zero não conformidade.

Com um prazo de execução relativamente curto, o desafio de se manter o padrão de qualidade do início ao fim em uma planta de canteiro foi elevado,

sendo necessária a adoção da cultura de melhoria contínua diariamente. Como resultado, melhoria expressiva na qualidade e produtividade ao longo da execução de todo o projeto, chegando-se ao nível de produção e controle de uma indústria de pré-moldados de grande porte.

Como aprendizado para projetos semelhantes, salienta-se que a interação entre as equipes de tecnologia e operacional deve iniciar o mais breve

possível com uma perfeita definição dos papéis e responsabilidades de cada equipe em função das necessidades e especificidades do projeto.

Por fim, conforme demonstrado, salienta-se que o controle tecnológico do CAA apresentou excelentes resultados, com desvios aceitáveis nos 3421 lotes de avaliados, em um processo com grande quantidade de variáveis, totalizando 16 mil m³ de CAA com índices mínimos de rejeição. ➤

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Associação Brasileira de Energia Eólica (ABEEólica). Brasil sobe mais uma posição no Ranking mundial de capacidade instalada de energia eólica. São Paulo, 2017. Disponível em: < <http://www.abeeolica.org.br/noticias/brasil-sobe-mais-uma-posicao-no-ranking-mundial-de-capacidade-instalada-de-energia-eolica/>>. Acesso em: 11 abr. 2018
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR15823/2010: Concreto auto-adensável: parte 1 a 5: Classificação, controle e aceitação no estado fresco. Rio de Janeiro, 2017.
- [3] PRÁTICA Recomendada Ibracon: Concreto Auto adensável. Instituto Brasileiro do Concreto (Org.) São Paulo: Ibracon, 2015. 88 p. Disponível em: <http://www.ibracon.org.br/ebook_praticas/>. Acesso em: 11 abr. 2018.

Prática Recomendada IBRACON/ABECE

Projeto de Estruturas de Concreto Reforçado com Fibra



Elaborada pelo CT 303 – Comitê Técnico IBRACON/ABECE sobre Uso de Materiais Não Convencionais para Estruturas de Concreto, Fibras e Concreto Reforçado com Fibras, a *Prática Recomendada* é um trabalho pioneiro no Brasil, que traz as diretrizes para o desenvolvimento do projeto de estruturas de concreto reforçado com fibras.

Baseada no *fib Mode Code 2010*, a *Prática Recomendada* estabelece os requisitos mínimos de desempenho mecânico do CRF para substituição parcial ou total das armaduras convencionais nos elementos estruturais e indica os ensaios para a avaliação do comportamento mecânico do CRF.

Aquisição

www.ibracon.org.br
(loja virtual)

DADOS TÉCNICOS

ISBN: 978-85-98576-26-8

Edição: 1ª edição

Formato: Eletrônico

Páginas: 39

Acabamento: Digital

Ano da publicação: 2016

Coordenador: Eng. Marco Antonio Carnio

Patrocínio



Análise experimental de uma parede de alvenaria estrutural de blocos de concreto de três células em situação de incêndio

RÚBEN F. R. LOPES – DOUTORANDO

JOÃO PAULO C. RODRIGUES – PROFESSOR

UNIVERSIDADE DE COIMBRA, PORTUGAL

JOÃO M. PEREIRA – INVESTIGADOR PÓS-DOUTORADO

PAULO B. LOURENÇO – PROFESSOR

UNIVERSIDADE DO MINHO, PORTUGAL

I. INTRODUÇÃO

As alvenarias têm sido usadas ao longo dos séculos em paredes estruturais ou simples de compartimentação. Nos últimos 50 anos, houve algumas investigações para avaliar a resistência ao fogo de paredes de alvenaria de diversos materiais, sendo um deles o concreto. Em 1970, Byrne [1] realizou 14 ensaios de resistência ao fogo em paredes estruturais de tijolo cerâmico maciço, variando a altura e a carga aplicada na parede e mantendo constante o comprimento e a espessura da parede. Nessa investigação verificou-se que a esbeltez (relação altura/espessura) e o nível de carregamento aplicado têm uma grande influência na capacidade resistente da parede sujeita a ações verticais e em situação de incêndio. As paredes menos esbeltas, com esbeltez igual ou inferior a 20, apresentaram uma resistência ao fogo de pelo menos sessenta minutos, para qualquer nível de carregamento. Já o aumento do valor da esbeltez das paredes re-

sultou numa redução pronunciada da sua resistência ao fogo. Foi também verificado que o tempo até ao colapso estrutural é maior para menores esbeltezes das paredes.

Em 1970 e 1980, Lawrence e Gnanakrishnan [2] realizaram uma campanha de ensaios de resistência ao fogo em 146 paredes resistentes à escala natural, com unidades de alvenaria de diferentes materiais e espessuras. Os resultados dessa investigação comprovaram as conclusões das investigações de Byrne [1]. Estes autores afirmaram que são necessários mais estudos sobre o comportamento de paredes de alvenaria em situação de incêndio, nomeadamente sobre os efeitos do nível de carregamento no tempo de colapso estrutural das paredes expostas ao incêndio.

A curvatura de origem térmica foi também um fenómeno estudado por Byrne [1] e Lawrence e Gnanakrishnan [2]. Este fenómeno foi considerado uma das principais razões para o colapso das paredes em caso de

incêndio devido ao deslocamento do ponto de aplicação da carga vertical em relação ao centro da parede. Shields *et. al.* [3] estudaram também a curvatura de origem térmica em paredes de alvenaria e a influência do aquecimento diferencial nelas. Esse estudo foi realizado com blocos silico-calcários maciços em escala reduzida, não estando a parede restringida axialmente no seu topo e lateralmente. Os autores concluíram que existem dois tipos de curvatura térmica, restringida e não restringida, que condicionam o seu comportamento em situação de incêndio. Estes dois tipos de curvatura atuam independentemente uma da outra na parede de alvenaria, sendo que a curvatura restringida originou deformações permanentes enquanto que a não restringida apenas originou deformações reversíveis após arrefecimento dos corpos de prova.

Os trabalhos experimentais desenvolvidos por Byrne [1], Lawrence e Gnanakrishnan [2] e Shields *et. al.* [3] permitiram o desenvolvimento de



modelos numéricos para o dimensionamento em situação de incêndio de paredes de alvenaria maciças, como o modelo desenvolvido por Nadjai *et. al.* [4].

Em 2007, Al Nahhas *et. al.* [5] apresentaram um estudo experimental e numérico de paredes estruturais com blocos de concreto de alvéolos verticais em situação de incêndio. Este estudo identificava o fenômeno de mudança de estado da água livre no material constituinte do corpo de prova e ainda a existência de períodos de tempo sem mudanças significativas nos valores dos deslocamentos verticais e dos deslocamentos fora do plano da parede e também na temperatura do corpo de prova. Estes patamares ocorreram quando a temperatura na face não exposta do corpo de prova atingia temperaturas próximas da temperatura de evaporação da água livre no concreto à pressão atmosférica, ou seja, 100°C.

Nguyen e Meftah [6] realizaram posteriormente ensaios de resistência ao fogo em paredes de tijolos cerâmicos com alvéolos e verificaram a existência de períodos de tempo sem variação nos deslocamentos verticais e laterais e na temperatura dos corpos de provas, quando a face não exposta da parede atingia temperaturas próximas da temperatura de evaporação da água. Além disso, justificaram os fatos observados nos deslocamentos com a existência de momentos parasíticos de flexão, devido à excentricidade das cargas atuantes no plano da parede causada pela sua curvatura térmica. Segundo estes autores, os momentos parasíticos de flexão são benéficos porque contrabalançam o efeito da curvatura de origem térmica, levando

a um patamar prolongado dos deslocamentos fora do seu plano. Todavia estes momentos levam ao colapso da parede assim que ocorre o descolamento de parte das unidades de alvenaria.

A investigação em paredes de alvenaria estrutural em situação de incêndio está ainda numa fase incipiente e certamente muitos trabalhos são necessários na área. Neste trabalho, são apresentados os resultados de um estudo para avaliação da capacidade de carga a temperaturas elevadas e resistência ao fogo de paredes de alvenaria resistente de concreto com blocos de três células [9]. O estudo foi realizado no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas da Universidade de Coimbra, com a colaboração da Universidade do Minho, em Portugal.

2. ENSAIOS EXPERIMENTAIS

2.1 Sistema experimental

A Figura 1 mostra uma foto do sistema experimental de ensaio de resistência ao fogo das paredes. Este sistema experimental era composto por um pórtico de reação, com perfis HEB 300 de aço S355 ligados com parafusos de aço da classe 8.8.

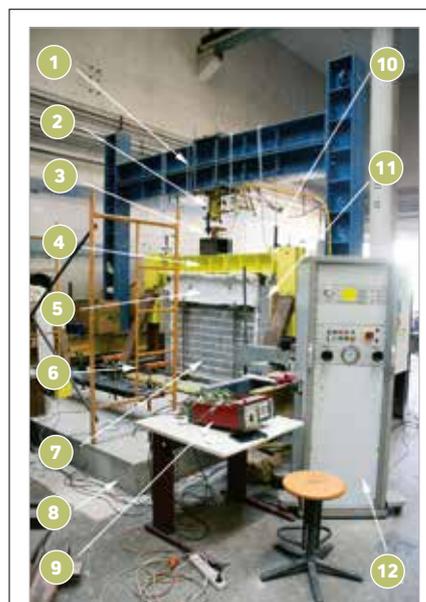
Os corpos de prova de ensaio foram sujeitos a uma carga de serviço durante o ensaio aplicada por um macaco hidráulico com uma capacidade máxima de 933 kN. Este macaco hidráulico era controlado por uma central servo-hidráulica W+B NSPA 700 / DIG 2000.

A ação térmica foi aplicada por um forno elétrico composto por um módulo de 45 kVA, com dimensões internas de 1,46 m x 1,00 m x 0,75 m.

O corpo de prova era fixo a uma laje de reação através de fixação mecânica com parafusos.

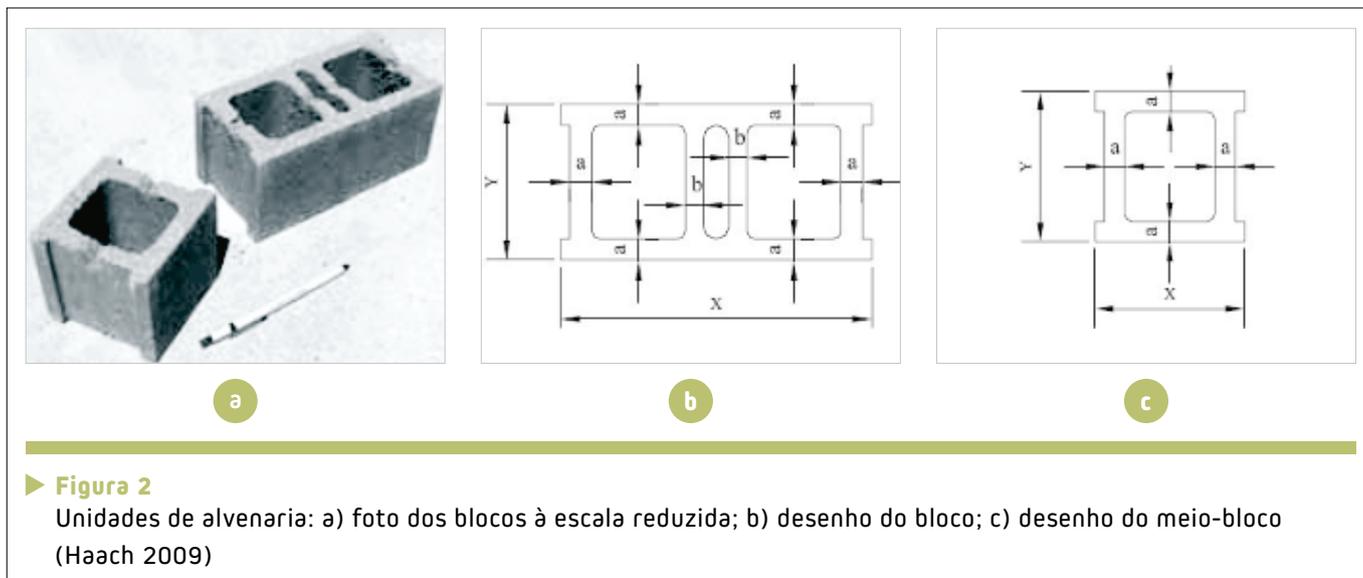
Para distribuir a carga no plano da parede foi usada uma viga com 1,45 m de comprimento composta por um perfil de aço RHS 350 x 150 mm, preenchido com concreto, e uma viga com 1,98 m de comprimento, composta por um perfil de aço HEB 240 (Fig. 1).

Os dados dos ensaios foram registados num datalogger TML TDS-530. Todos os dados de medição dos deslocamentos laterais e temperaturas foram escolhidos de acordo com a EN 1365-1 [10] (Fig. 3)



- 1 – Pórtico de reação;
- 2 – Atuador hidráulico;
- 3 – Célula de carga;
- 4 – Viga de distribuição de carga em Perfil HEB 240;
- 5 – Viga de distribuição de carga em Perfil RHS 350 x 150 preenchido com concreto;
- 6 – LVDT de medição de deslocamento horizontal;
- 7 – Corpo de prova;
- 8 – Laje de reação;
- 9 – Datalogger;
- 10 – LVDT de medição de deslocamento vertical;
- 11 – Parede de contenção lateral do forno;
- 12 – Central servo-hidráulica.

► **Figura 1**
Vista geral do sistema experimental



► **Figura 2**
 Unidades de alvenaria: a) foto dos blocos à escala reduzida; b) desenho do bloco; c) desenho do meio-bloco (Haach 2009)

utilizando transdutores de deslocamento (LVDT) e termopares do tipo K. A distribuição dos pontos de medição de temperatura máxima é definida na norma, de forma a obter os valores de temperatura nas singularidades do corpo de prova, como o topo do corpo de prova (pontos a), juntas de assentamento (pontos e e f), ou laterais (pontos d). É também medida a temperatura média do corpo de prova, usando para esse efeito 5 termopares, dispostos em X em relação aos cantos do corpo de prova, tendo sempre em atenção que área de influência de cada um destes termopares tem de ser inferior a 1 m². Os deslocamentos verticais foram medidos na viga de distribuição de carga colocada por cima do corpo de prova, a 50 mm dos seus extremos.

2.2 Corpos de prova

O programa experimental foi composto por seis paredes de alvenaria estrutural de concreto, construídas de acordo com a EN 1365-1 [10] e EN 1363-1 [11]. Estas normas indicam que os corpos de prova devem ser representativos dos elementos construtivos reais, tanto nos materiais como no método construtivo. Os corpos de prova devem ser normalmente ensaiados em tamanho natural, mas caso não se consiga ensaiar nessas dimensões, o sistema de ensaio deve ser adaptado à dimensão dos corpos de prova.

As unidades de alvenaria usadas nesta investigação foram as de três células em concreto similares às usadas por Haach [7] (Fig. 2). Nes-

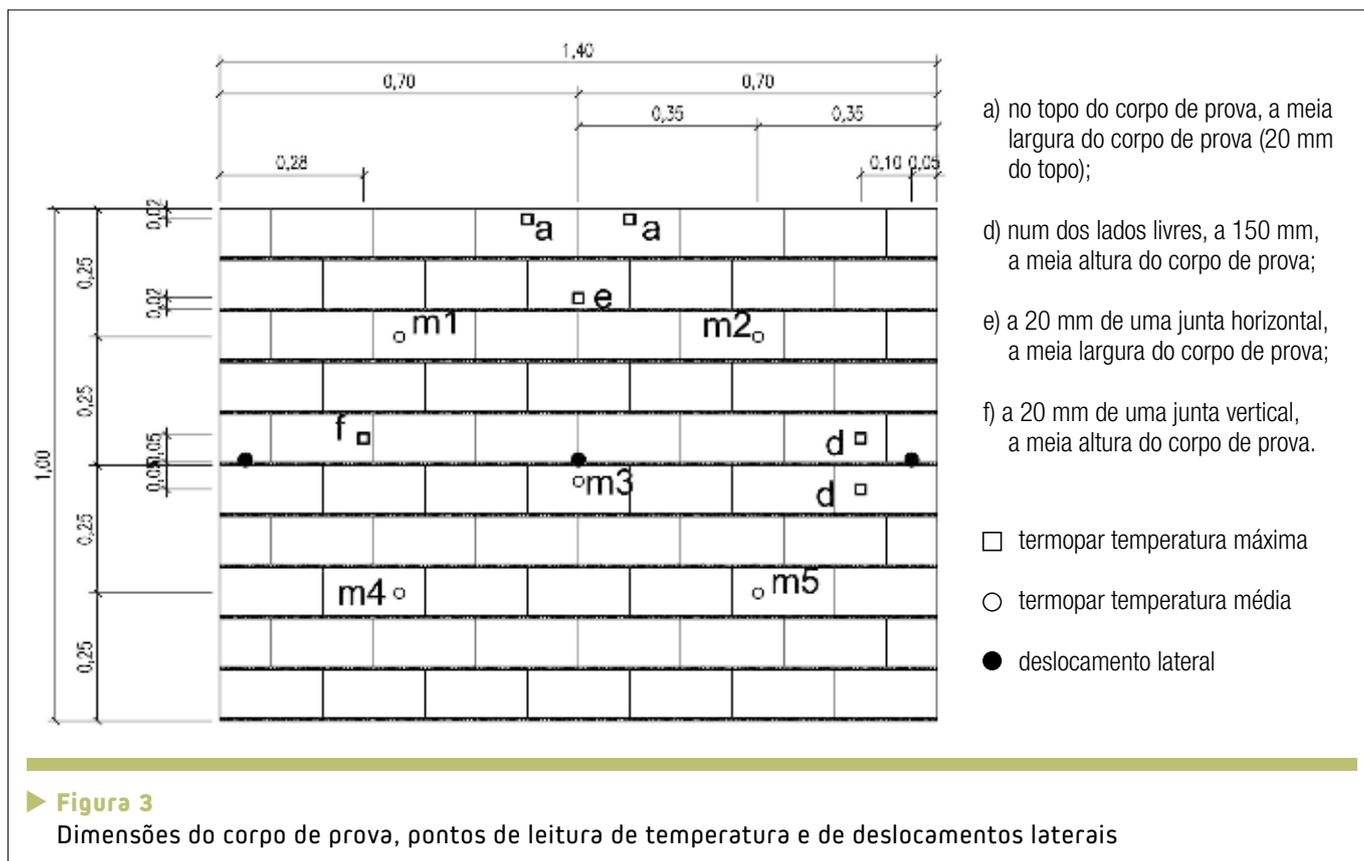
tes ensaios as unidades de alvenaria tinham dimensões à escala 1:2, devido às limitações de carga máxima do sistema de aplicação de cargas existente no laboratório. Um esquema e foto dessas alvenarias encontra-se na Figura 2 e as suas dimensões apresentadas na Tabela 1. De acordo com a classificação proposta pela EN 1996-1.1 [8], essas unidades de alvenaria pertencem ao grupo 2, devido à percentagem, dimensão e orientação dos alvéolos.

Os corpos de prova eram compostos por 7 unidades em comprimento (total de 1,40 m) e 10 fiadas em altura, com juntas horizontais de argamassa de 7 mm (altura total de 1,00 m) (Fig. 3). A argamassa utilizada nas juntas horizontais era comercial do tipo M10, da Secil

► **Tabela 1 – Características geométricas das unidades de alvenaria (Haach, 2009)**

	X (mm)	Y (mm)	Z (mm)	a (mm)	b (mm)	Área de bloco (cm ²)	Área de furação (cm ²)	Percentagem de furação (%)
Bloco	201	100	93	16	14	110,14	93,92	46
Meio-bloco	101	100	93	16	–	57,20	46,10	45





Argamassas, fabricada de acordo com a EN 998-2 [12].

Os corpos de prova foram construídos entre os banzos de um perfil metálico UPN 160, para facilitar o posterior transporte e fixação deles no sistema de ensaio. O espaço entre o perfil e as unidades de alvenaria foi preenchido com a mesma arga-

massa das juntas de assentamento horizontais.

2.3 Programa experimental e procedimento de ensaio

O programa experimental foi constituído por ensaios de resistência ao fogo e ensaios de capacidade

de carga a altas temperaturas (Tabela 2).

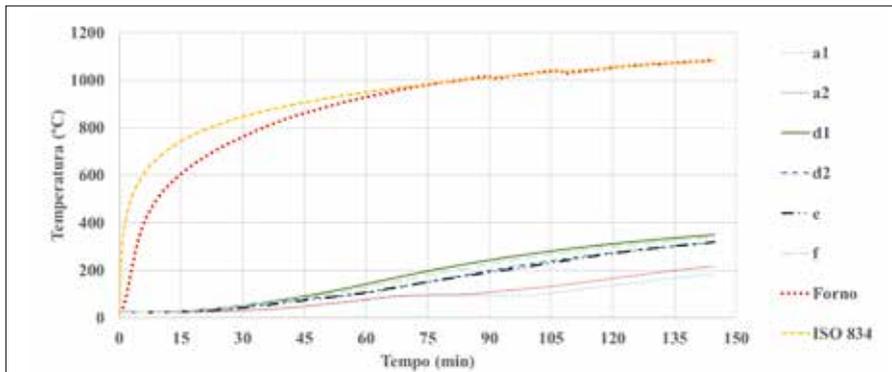
Os ensaios dos corpos de prova 1 a 4 foram de resistência ao fogo seguindo a EN 1363-1 [11]. Nestes ensaios os corpos de prova com uma carga constante, que pretendia simular a carga de serviço dos mesmos, foram sujeitos a uma ação térmica segundo a curva ISO 834 [13] até ao seu colapso.

► Tabela 2 – Cargas aplicadas no plano das paredes

Corpo de prova	Carregamento inicial (kN)	Taxa de aplicação da carga inicial (kN/s)	% $f_{ak} \perp$ (Haach, 2009)	% $f_d \perp$ (EN 1996-1.1)	Taxa de aplicação da carga final nos ensaios capacidade de carga (kN/s)
1	208	0,5	30	70	–
2	208	0,5	30	70	–
3	319	0,5	46	108	–
4	319	0,5	46	108	–
5	208	0,5	30	70	0,05
6	208	0,5	30	70	0,05

Sendo:

$f_{ak} \perp$ – valor característico de resistência à compressão à temperatura ambiente; $f_d \perp$ – valor de cálculo da resistência à compressão à temperatura ambiente.



► **Figura 4**
Evolução de temperaturas no corpo de prova 2

Nos corpos de prova 1 e 2 a carga de serviço correspondia a 30% da resistência à compressão das alvenarias ensaiadas por Haach [7]. Já nos corpos de prova 3 e 4 a carga de serviço era de 46% da mesma resistência à compressão. Essa carga de serviço foi aplicada a uma velocidade constante de 0,5 kN/s até se atingir o nível de carregamento desejado. A carga no plano da parede foi mantida constante durante todo o ensaio de resistência ao fogo.

Os ensaios dos corpos de prova 5 e 6 foram de capacidade de carga a altas temperaturas. Nesses ensaios, os corpos de provas sujeitos a uma carga de serviço de 30% de

resistência à compressão das alvenarias ensaiadas por Haach [7], foram primeiramente aquecidos até aos 90 minutos segundo a curva de incêndio ISO 834 [13], sendo posteriormente aumentada a carga a uma taxa constante de 0,05 kN/s, até ao colapso do corpo de prova.

3. RESULTADOS

3.1 Temperaturas

3.1.1 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO

A Figura 4 mostra a título de exemplo a evolução das temperaturas no

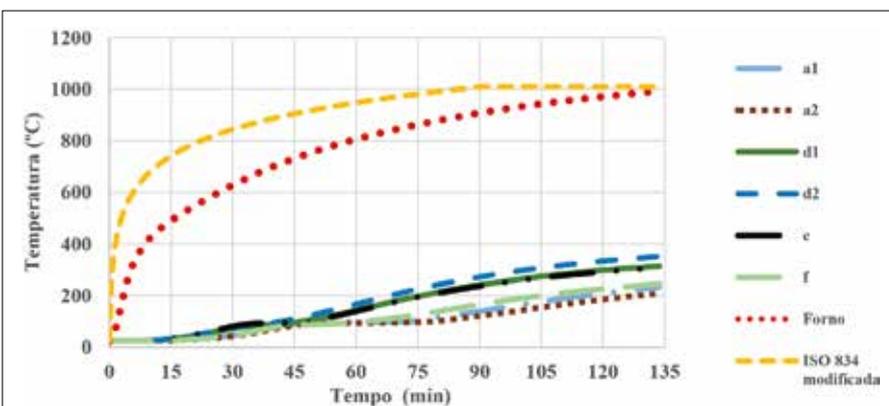
corpo de prova 2. No início do ensaio as temperaturas na face não exposta da parede somente começam a subir após 15 minutos de ensaio. Essas vão subir até por volta dos 45 minutos, altura em que se verifica um patamar nas temperaturas, entre 90 e os 100 °C, que corresponde à evaporação da água livre do concreto. A duração e o instante deste patamar depende da cota do ponto de medição das temperaturas na parede.

Os pontos no topo do corpo de prova (a1 e a2) mostram patamares mais longos, com duração de quase 30 minutos, enquanto que os pontos na lateral do corpo de prova, a meia altura (d1 e d2), patamares mais curtos com cerca de 10 minutos. Esta diferença na duração dos patamares indica a presença de um fluxo de vapor pelos alvéolos verticais dos blocos, acumulando-se o vapor na parte superior do corpo de prova. Após a evaporação da água livre aparece um gradiente térmico entre as faces exposta e não exposta do corpo de prova.

Na Figura 4 observa-se ainda que a temperatura do forno esteve durante os primeiros 70 minutos abaixo das temperaturas da curva ISO 834 [13]. Este fato deve-se à inércia térmica do forno elétrico, constituído por um único módulo, à massa e grande capacitância térmica dos materiais dos corpos de prova e às perdas pela superfície frontal do corpo de prova e pela ligação entre este e o forno. Depois disso, o forno seguiu sem grande dificuldade a curva ISO 834 [13].

3.1.2 ENSAIOS DE CAPACIDADE DE CARGA A ALTAS TEMPERATURAS

A Figura 5 mostra, a título de exemplo, a evolução das temperaturas no corpo de prova 6. Os valores de



► **Figura 5**
Evolução das temperaturas no corpo de prova 6



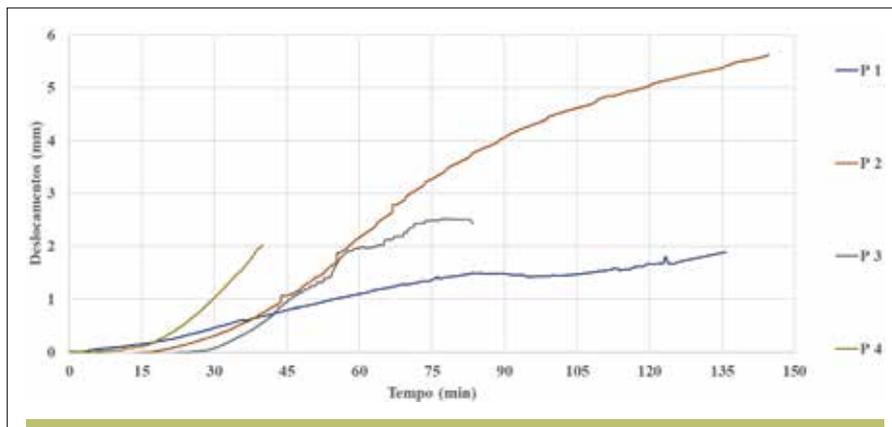
temperaturas obtidos na face não exposta mostram muitas similaridades com a evolução das temperaturas dos ensaios de resistência ao fogo até aos 90 minutos, altura em que o forno deixava de emitir potência, pois a curva teórica passava a ser um patamar a partir desse instante. Todavia, as temperaturas nos diferentes pontos da parede continuaram a aumentar.

Verifica-se novamente que as temperaturas na face não exposta da parede somente começam a aumentar ao fim de 15 minutos de ensaio até cerca dos 30 minutos, altura em que começa um patamar entre os 90 e os 100 °C. Este patamar corresponde à evaporação da água livre do concreto e tem uma duração variável entre 10 a 30 minutos dependendo da cota do ponto de medição da temperatura. Também neste caso existe um fluxo de vapor pelos alvéolos verticais dos blocos, acumulando-se este na parte superior do corpo de prova. Tal como nos ensaios de resistência ao fogo, após a evaporação da água livre, aparece um gradiente térmico entre as faces exposta e não exposta do corpo de prova.

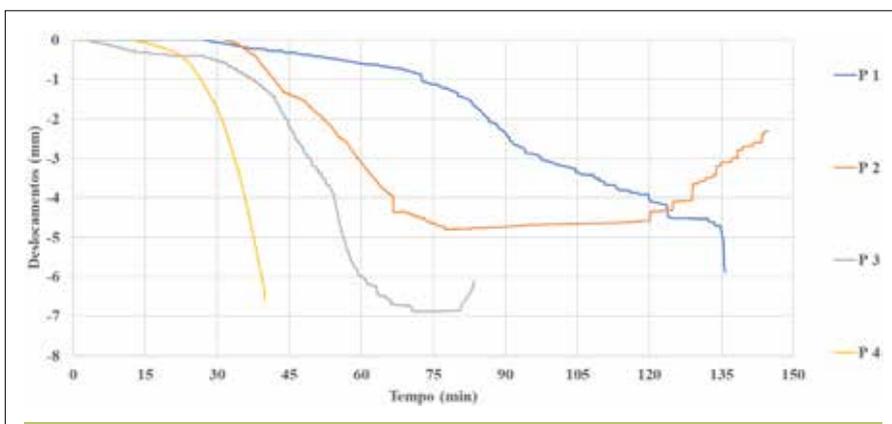
3.2 Deslocamentos

3.2.1 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO FOGO

A Figura 6 mostra os deslocamentos verticais médios dos corpos de prova nos ensaios de resistência ao fogo. Durante os primeiros 15 a 30 minutos verifica-se um aumento muito pequeno dos deslocamentos verticais. Os deslocamentos começam depois a aumentar de forma mais rápida, vindo a estabilizar para estádios mais tarde do aquecimento. Note-se que, no caso dos corpos de provas 3 e 4, o ensaio terminou antes dos 90 minutos.



► **Figura 6**
Evolução dos deslocamentos verticais médios nos corpos de provas



► **Figura 7**
Evolução dos deslocamentos fora do plano médios nos corpos de prova

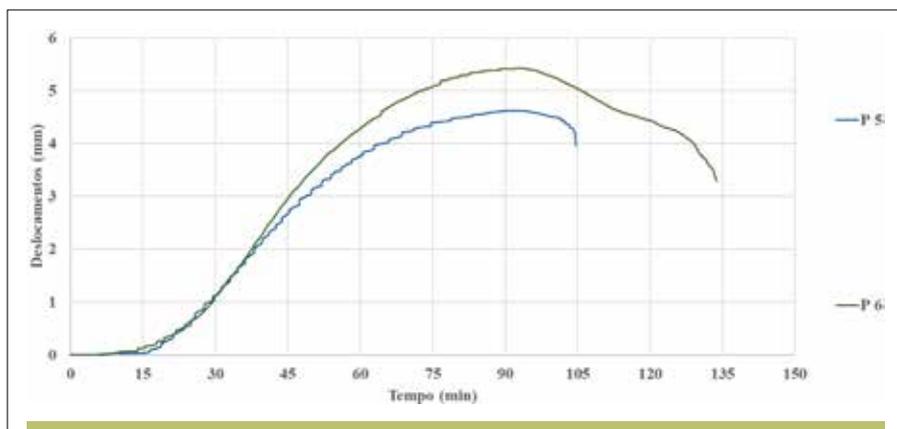
Um comportamento similar ocorreu nos deslocamentos para fora do plano da parede (Fig. 7), sendo que os mesmos ocorreram para o interior do forno devido ao aquecimento rápido da face do corpo de prova exposta. Estes deslocamentos não aumentaram durante os primeiros 15 a 30 minutos, aumentando depois até cerca dos 60 minutos, para os ensaios que duravam mais do que este tempo, mantendo-se depois constantes por algum tempo.

3.2.2 ENSAIOS DE CAPACIDADE DE CARGA A ALTAS TEMPERATURAS

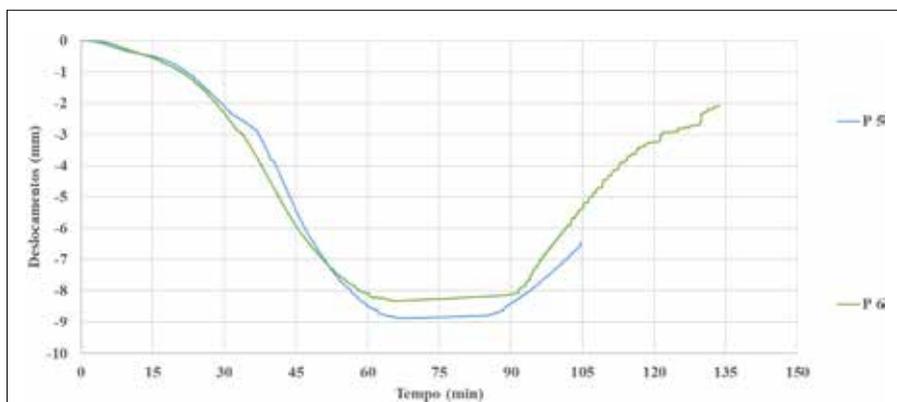
A Figura 8 mostra os deslocamentos verticais médios nos corpos de

prova nos ensaios de capacidade de carga a altas temperaturas. Durante os primeiros 15 minutos verifica-se uma vez mais que os deslocamentos não aumentaram, vindo depois a aumentar de forma mais acentuada até por volta dos 75 minutos. Depois deste instante os deslocamentos começam a aumentar de forma menos acentuada, atingindo um máximo e começam depois a diminuir a partir dos 90 minutos, altura em que se inicia o ensaio de carga até ao colapso do corpo de prova.

Em relação aos deslocamentos para fora do plano da parede (Fig. 9), eles diminuíram até cerca dos 60 minutos, depois mantinham-se



► **Figura 8**
Evolução dos deslocamentos verticais médios nos corpos de provas



► **Figura 9**
Evolução dos deslocamentos para fora do plano médios nos corpos de prova

constantes até aos 90 minutos e a partir daí aumentaram até ao colapso da parede.

3.3 Observações durante os ensaios

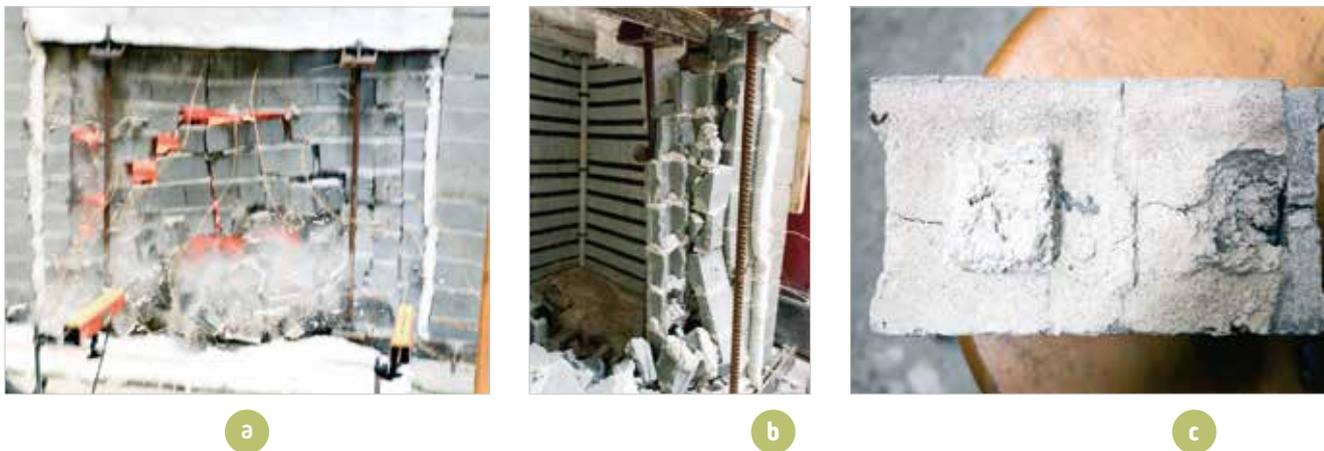
Em todos os corpos de prova, as primeiras fissuras verticais apareceram por volta dos 30 minutos (Fig. 10 a), altura em que se verificava uma clara condensação do vapor de água que emergia por essas fissuras. Essas fissuras não eram suficientemente largas para levar à perda de estanqueidade do corpo de prova às chamas e gases quentes, EN 1365-1 [10]. Essas fissuras verticais apareceram perto do centro dos blocos, sendo coincidentes com a célula mais pequena no meio do bloco. Também ocorreram fissuras horizontais nas juntas de assentamento de argamassa e fissuras diagonais, que começaram nos cantos do corpo de prova e se propagaram para o centro, certamente devido às condições de apoio do corpo de prova.

Existiram também manifestações de *spalling* (Fig. 10 b) na face exposta ao



► **Figura 10**
Corpo de prova 2 – a) fissuração na face não exposta; b) destacamento na face exposta ao incêndio; c) fissuras verticais no meio do bloco e destacamento na face exposta (lado direito)





► **Figura 11**

Corpo de prova 4 – a) ruptura abrupta da parede durante o ensaio; b) fissuração vertical dos blocos em ambas as direções; c) bloco fissurado

incêndio, mas este não atravessou toda a espessura do septo vertical do bloco.

Foi também possível observar fissuras verticais (Fig. 10 c) no meio das paredes, na direção paralela às faces das mesmas, que podem ter sido provocadas por momentos de flexão parasíticos. Este tipo de ocorrência foi verificada também nos trabalhos de investigação de Nguyen e Mef-tah [6]. A existência de um pequeno entalhe a meio da largura do bloco, que é feito durante a produção dos blocos, provoca uma zona frágil de

ruptura no bloco e leva, sucessiva-mente, ao corte do mesmo nesse ponto. Essas fissuras verticais foram claramente visíveis nos corpos de provas 3, 4, 5 e 6 (Fig. 11).

O colapso dos corpos de provas 3, 4, 5 e 6 foi brusco e repentino (Fig. 11 a), com grandes deslocamentos e perda imediata de carga no plano. Antes do colapso da parede foram ouvidos alguns sons resultantes da fissuração e destacamento de material. Isto deveu-se certamente aos maiores níveis de carregamento a que

estes corpos de provas estiveram sujeitos, ainda que os ensaios 3 e 4 tenham sido de resistência ao fogo e os ensaios 5 e 6 tenham sido de capacidade de carga a altas temperaturas.

3.4 Resistência ao fogo e capacidade de carga das paredes

Na Tabela 3 apresentam-se os tempos de falha para cada um dos critérios de resistência ao fogo, o deslocamento máximo central para

► **Tabela 3 – Resultados dos ensaios**

Corpo de prova	Tempo de falha				Carga última no plano da parede (kN)	Deslocamento máximo central	
	I (min)		E (min)	R (min)		Leitura (mm)	Tempo (min)
	Temperatura média	Temperatura máxima	Perda de estanqueidade	Colapso estrutural			
1	80	72	–	–	–	5,52	74
2	73	67	–	–	–	5,80	79
3	–	–	–	83	–	9,52	80
4	–	–	–	40	–	10,74	40
5	–	–	–	–	273	11,58	68
6	–	–	–	–	421	11,14	66

fora do plano da parede e a carga de colapso nos ensaios de capacidade de carga a altas temperaturas.

Nos ensaios de resistência ao fogo os corpos de provas 1 e 2 perderam o isolamento térmico I (140 °C como temperatura média ou 180 °C como temperatura máxima pontual em qualquer ponto da parede, segundo os critérios da EN 1365-1 [10]) ao fim de 72 e 67 minutos, respectivamente. Já os corpos de provas 3 e 4 nunca perderam o isolamento térmico (I) ou a estanquidade às chamas e gases quentes (E) antes do seu colapso estrutural (R). É importante referir que os corpos de provas 1 e 2 estavam sujeitos a 30% e os corpos de provas 3 e 4 estavam sujeitos a 46% de resistência à compressão das referidas alvenarias à temperatura ambiente.

Nos ensaios de capacidade de carga a altas temperaturas, os corpos de provas 5 e 6, registaram-se capacidades de carga máximas diferentes, 273 e 421 kN, respectivamente, embora os deslocamentos máximos verificados nestes dois corpos de prova durante

os ensaios tenham sido muito semelhantes e ocorreram para instantes muito próximos.

4. CONCLUSÕES

Neste trabalho de investigação experimental podem-se retirar as seguintes conclusões sobre o comportamento das paredes de alvenaria estrutural com blocos de concreto de três células sujeitas a incêndio:

▶ As paredes garantem um bom isolamento térmico durante os primeiros 67 minutos. A EN 1996 – 1.2 [14] indica para que uma parede de alvenaria de blocos de concreto não estrutural, com funções de compartimentação, tenha pelo menos uma resistência ao fogo de 60 minutos, tem que ter uma espessura entre 70 a 100 mm. Já para uma parede de alvenaria de blocos estrutural de concreto, com funções de estabilidade e compartimentação, para que tenha a mesma resistência ao fogo, esta tem que ter uma espessura entre 100 e 170 mm.

▶ Em face dos resultados obtidos a parede real da solução construtiva estudada que terá uma espessura de 200mm deverá garantir facilmente uma resistência ao fogo de 90 minutos.

▶ Se pensássemos somente no critério de estabilidade R esta parede à escala natural deveria ter uma resistência ao fogo superior a 120 minutos, muito superior ao valor previsto pela EN 1996 – 1.2 [14] para paredes deste tipo.

▶ Assim, concluiu-se acima de tudo que os critérios da EN 1996 – 1.2 são demasiadamente conservativos.

▶ Verificou-se ainda que estas alvenarias são muito heterogêneas e daí a razão de se obterem resultados divergentes em termos de tempo e cargas no plano da parede para situações idênticas. Há uma necessidade de se garantir uma boa execução destes elementos resistentes, de forma a se conseguir a resistência ao fogo e capacidade de carga em situação de incêndio definida em projeto. 

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Byrne, S.; - Fire resistance of load-bearing masonry walls, *Fire Technology*, vol. 15, no. 3, 1979, pp 180-188.
- [2] Lawrence, S.; Gnanakrishnan, N. - The Fire Resistance of Masonry Walls - An Overview, *First National Structural Engineering Conference 1987*, Melbourne, Australia, 26-28 August 1987, pp 431-437
- [3] Shields, T. J. *et. al.* - Thermal Bowing of a Model Brickwork Panel, *8th International Brick/Block Masonry Conference*, Dublin, Ireland, 1988, pp 846-856
- [4] Nadjai, A. *et. al.* - A numerical model for the behavior of masonry under elevated temperatures, *Fire and Materials*, vol. 27, no. 4, 2003, pp 163-182
- [5] Al Nahhas, F *et. al.* - Resistance to fire of walls constituted by hollow blocks: Experiments and thermal modelling, *Applied Thermal Engineering*, vol. 27, no.1, 2007, pp 258-267
- [6] Nguyen, T. D.; Meftah, F. - Behavior of clay hollow-brick masonry walls during fire. Part 1: Experimental analysis, *Fire Safety Journal*, vol. 52, 2012, pp 55-64
- [7] Haach V. G. (2009). Development of a design method for reinforced masonry subjected to in-plane loading based on experimental and numerical analysis. PhD Thesis. University of Minho, Portugal.
- [8] EN 1996-1.1 (2005). Eurocode 6 – Design of masonry structures, Part 1.1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures, *European Committee for Standardization*, Brussels, Belgium.
- [9] Lopes Rúben. F.R. (2017). Comportamento ao fogo de paredes de alvenaria estrutural de blocos de betão com alvéolos verticais. MSc Thesis. University of Coimbra, Portugal.
- [10] EN 1365-1 (2012). Fire resistance tests for loadbearing elements - Part 1: Walls. *European Committee for Standardization*, Brussels, Belgium.
- [11] EN 1363-1 (1999). Fire resistance tests - Part 1: General Requirements. *European Committee for Standardization*, Brussels, Belgium.
- [12] EN 998-2 (2010). Specification for mortar for masonry. *Masonry mortar. European Committee for Standardization*, Brussels, Belgium.
- [13] ISO 834 (1999). Fire resistance tests: elements of building construction: part 1. General requirements. *International Organization for Standardization*, Geneva, Switzerland.
- [14] EN 1996-1.2 (2005). Eurocode 6 – Design of masonry structures, Part 1.2: General Rules Structural Fire Design. *European Committee for Standardization*, Brussels, Belgium.



Avaliação da contribuição da alvenaria participante na rigidez lateral de pórticos pré-moldados de concreto

WALLISON ANGELIM MEDEIROS – DOUTORANDO
GUILHERME ARIS PARSEKIAN – PROFESSOR ASSOCIADO

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS (UFSCAR)

ROBERTO MÁRCIO DA SILVA – PROFESSOR TITULAR
ALBA BRUNA CINTRA DE GRANDI – DOUTORANDA

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS (UFMG)

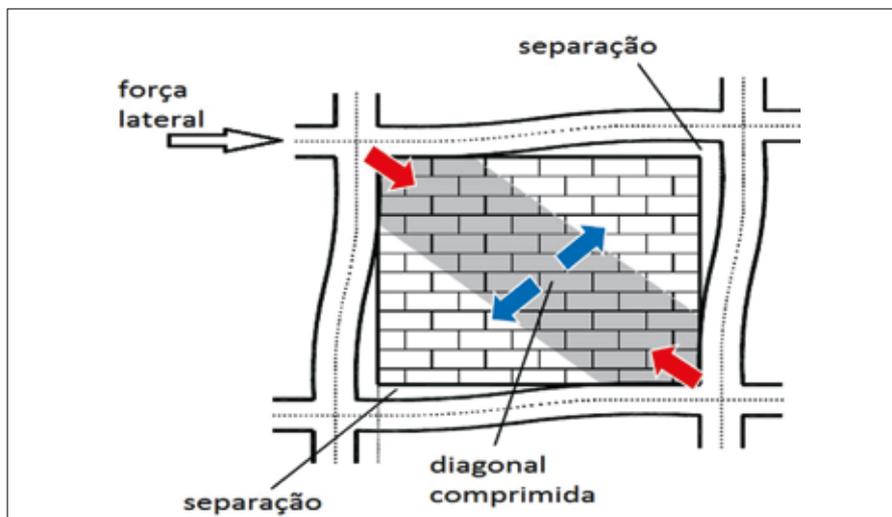
I. INTRODUÇÃO

A colaboração da alvenaria participante em resistir à ação lateral surgiu pela primeira vez, quando Rathbun (1938) publicou pesquisa sobre a força do vento em edifícios altos, no qual foram constatadas, no Edifício Empire State, em New York, durante uma tempestade com rajadas de vento excedendo a 145 km/h, fissuras

diagonais em vários painéis de alvenaria nos pisos 29 e 41 e deslocamentos menores que os previstos. Polyakov (1956) analisou pórticos preenchidos submetidos a elevadas cargas e descreveu três estágios de comportamento. No primeiro estágio, o painel de alvenaria e as barras do pórtico estrutural se comportam como uma unidade monolítica. Esta fase termina quando começam a se desen-

volver fendas de separação nas interfaces do painel-pórtico, com exceção de pequenas regiões onde as tensões de compressão são transmitidas do pórtico para o painel, nos dois cantos diagonalmente opostos. O segundo estágio foi caracterizado por um encurtamento da diagonal comprimida e alongamento da diagonal tracionada. Esta fase terminou com fissuras na alvenaria de preenchimento ao longo da diagonal comprimida. As fissuras geralmente aparecem de forma escalonada nas juntas horizontais e verticais. No terceiro estágio, o conjunto estrutural continuou a resistir a uma carga crescente, apesar das fissuras na diagonal comprimida, que continuaram a se ampliar e novas fissuras apareceram. A partir dessas observações, o autor propõe o modelo de diagonal comprimida (Figura 1).

Estruturas pré-moldadas tendem a ser mais deslocáveis devido à necessidade de ligações entre os elementos, o que a princípio torna a estrutura não monolítica. Uma opção para minimizar esse efeito é a consideração da alvenaria participante. O painel preenchido

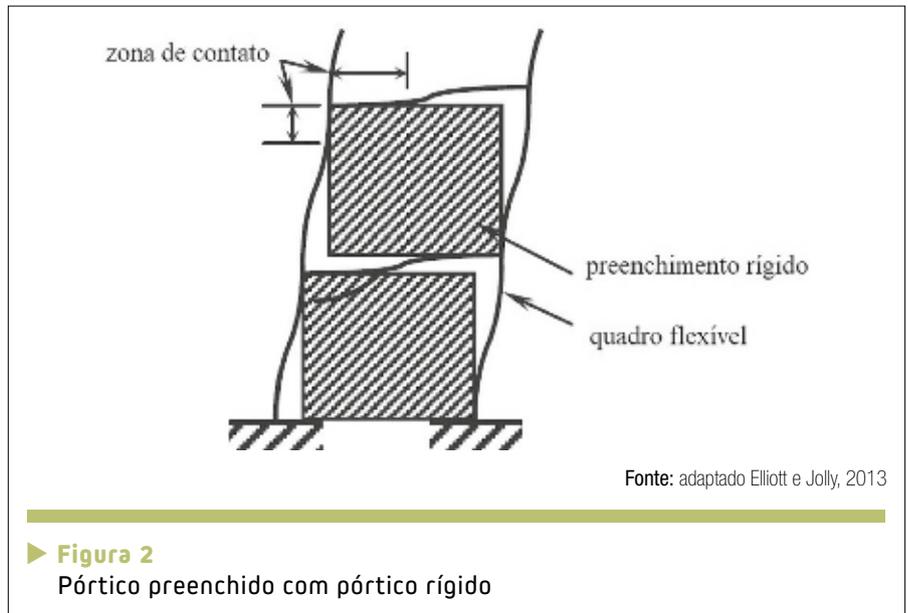


Fonte: adaptado Polyakov (1956)

► **Figura 1**
Modelo equivalente de diagonal comprimida

adquire maior rigidez lateral, contribuindo para a estabilidade global do prédio, tendo assim menores deslocamentos horizontais. Apesar da viabilidade técnica, essa solução não é usual na construção civil brasileira.

Elliott e Jolly (2013) afirmam que sempre que houver uma parede de preenchimento construída solidamente, mas não de forma monolítica, numa estrutura flexível, sua resistência à ação horizontal aumenta consideravelmente devido à ação composta com a estrutura (Figura 2). Também confirmam que o uso das paredes de alvenaria participante em estruturas de concreto pré-moldado já é utilizado na Europa e que a construção mista é, por definição, rentável, pois maximiza as vantagens estruturais e arquitetônicas na utilização de componentes de diferentes materiais. Os manuais e boletins, *Planning and design handbook on precast building structures (The International Federation For Structural Concrete, 2013)* e *Precast concrete in mixed construction (The International Federation For Structural Concrete, 2002)* contemplam que uma estrutura de concreto pré-moldado pode ser combinada com a alvenaria estrutural. Recentemente, a Comissão ABNT CE-002:123.010 – Comissão de Estudo de Alvenaria Estrutural do Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-002) trabalha em uma proposta de unificação e atualização das normas ABNT NBR 15812 – Alvenaria estrutural: blocos cerâmicos e ABNT NBR 15961 – Alvenaria estrutural: blocos de concreto. A nova norma trata da alvenaria estrutural independentemente do material, além da unificação, vários tópicos e conceitos foram agregados à norma ou reformulado. Um desses refere-se à consideração de Alvenaria Participante em pórticos, abrindo pos-



► **Figura 2**
Pórtico preenchido com pórtico rígido

sibilidade da consideração de alvenaria estrutural em edifícios, atuando em conjunto com pilares e vigas na solução do contraventamento.

2. PROPOSTA DO PROJETO DE NORMA ABNT/CE-002:13.010

Várias normas internacionais, como a canadense (CSA S304-14), a neozelandesa (NZS 4230-04) e americana (TMS 402/602-16) fornecem prescrições de projeto para o uso de alvenaria participante. Recentemente, a Comissão ABNT CE-002:123.010 – Comissão de Estudo de Alvenaria Estrutural do Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-002) trabalha em uma proposta de unificação e atualização das normas de alvenaria estrutural e propõe capítulo sobre o tema. Este item reproduz a sugestão do projeto de norma em desenvolvimento.

Seguindo a abordagem de Polyakov, a alvenaria participante é considerada utilizando-se do modelo de barra diagonal comprimida equivalente. As paredes participantes devem resistir aos esforços solicitantes. Especial atenção deve ser dada para a resistência ao ci-

salhamento por escorregamento. Os elementos de pilar ou viga em contato com a alvenaria participante devem ser dimensionados, considerando os esforços obtidos no modelo, considerando a diagonal equivalente, majorados por um fator adicional igual a 1,1. Especialmente a força cortante transferida da diagonal equivalente da alvenaria participante deve ser somada aos esforços dos pilares, devendo essa ser considerada em posição intermediária na altura conforme Figura 3.

A largura da diagonal comprimida (w) deve ser tomada das Equações 1, 2 e 3.

$$w = \sqrt{\alpha_H^2 + \alpha_L^2} \quad 1$$

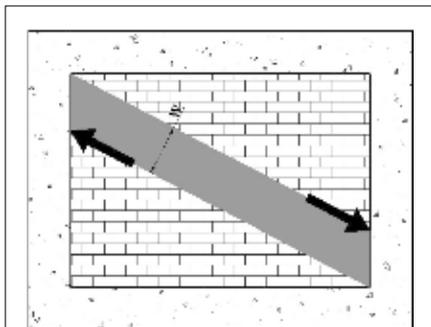
Onde,

α_H = comprimento de contato vertical entre o pórtico e a diagonal comprimida;
 α_L = comprimento de contato horizontal entre o pórtico e a diagonal comprimida.

$$\alpha_H = \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4E_p I_p H}{E_a t_{ap} \sin 2\theta}} \quad 2$$

$$\alpha_L = \pi^4 \sqrt{\frac{4E_p I_v L}{E_a t_{ap} \sin 2\theta}} \quad 3$$





► **Figura 3**
Posição sugerida da força diagonal resultante para dimensionamento dos pilares

Onde,

E_a, E_p = módulos de elasticidade da parede de alvenaria e pórtico;

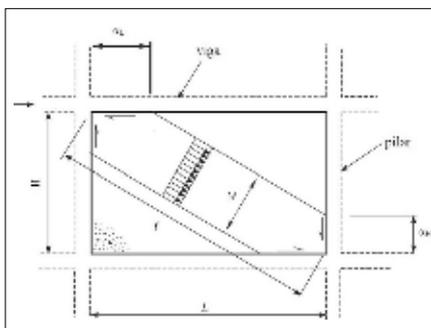
H, L = altura e comprimento da parede de alvenaria participante;

t_{ap} = duas vezes a soma da espessura das paredes longitudinais do bloco vazado não totalmente grauteado ou a espessura da parede para o tijolo ou bloco vazado totalmente grauteado;

I_p, I_v = momentos de inércia do pilar e da viga do pórtico, respectivamente;

$\theta = \tan^{-1}(H/L)$, graus.

Na Figura 4 pode-se identificar graficamente as incógnitas citadas. A largura da diagonal comprimida efetiva, w_{eff} , para o cálculo da resistência à compressão da diagonal comprimida, deve ser tomada como $w/2$ e não pode exceder



► **Figura 4**
Modelo da diagonal comprimida em alvenaria participante

um quarto do comprimento da diagonal.

A rigidez da diagonal comprimida efetiva utilizada nos cálculos dos esforços e deslocamentos é calculada pela Equação 4.

$$k_{eff,diag} = \phi_{st} w_{eff} t_{ap} E_a / l_s \quad 4$$

Onde,

l_s = o comprimento da diagonal comprimida;

ϕ_{st} = fator a ter em conta a redução de rigidez tomado como 0,5.

A altura efetiva da diagonal comprimida para efeitos de esbelteza deve ser considerada igual ao comprimento de projeto da diagonal, l_s , diminuído de $w/2$.

3. CONSIDERANDO A ALVENARIA PARTICIPANTE

Para melhor compreender a proposta de norma, é apresentado, a seguir, um exemplo de como se deve analisar a rigidez de um pórtico com alvenaria participante e o dimensionamento desta parede de preenchimento. O pórtico tem as dimensões conforme a Figura 5, a parede foi executada com blocos vazados de concreto de 19 x 39cm e $f_{bk} = 8\text{MPa}$, argamassa $f_a = 6\text{MPa}$, concreto $f_{ck} = 25\text{MPa}$.

Primeiro, identifica-se as propriedades físicas e geométricas da parede e pórtico:

H = 300 cm

L = 400 cm

$E_a = 4800\text{ MPa}$ (considerando $800 \cdot f_{pk}$)

$E_p = 28000\text{ MPa}$

$t_{ap} = 10\text{ cm}$ [$2 \times (2,5 + 2,5)$]

$I_p, I_v = 20(40)^3/12 = 106,67 \cdot 10^3\text{ cm}^4$

$\theta = \tan^{-1}(3/4) = 36,87^\circ$

Os comprimentos de contato horizontal e vertical são calculados:

$$\alpha_H = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{4 \cdot 28000 \cdot 106,67 \cdot 10^3 \cdot 300}{4800 \cdot 10 \cdot \text{sen}(2 \cdot 36,87)}} = 147,5\text{cm} \quad 5$$

$$\alpha_L = \pi \sqrt{\frac{4 \cdot 28000 \cdot 106,67 \cdot 10^3 \cdot 400}{4800 \cdot 10 \cdot \text{sen}(2 \cdot 36,87)}} = 317\text{cm} \quad 6$$

A largura da diagonal comprimida efetiva deve ser tomada:

$$w_{eff} = \frac{\sqrt{147,5^2 + 317^2}}{2} = 174,8\text{cm} \quad 7$$

Não podendo exceder um quarto do comprimento, ou seja, $l/4$.

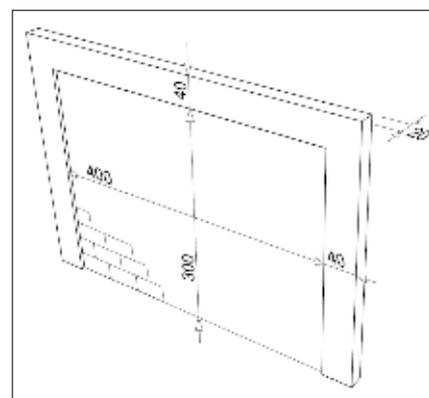
$$w_{eff} = \frac{\sqrt{300^2 + 400^2}}{4} = 125\text{cm} \quad 8$$

Logo, este será o valor adotado.

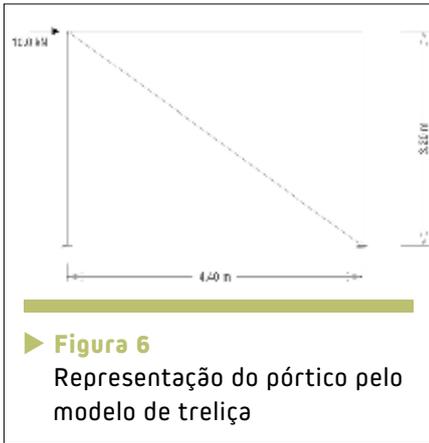
3.1 Aumento da rigidez do pórtico com alvenaria participante

Considerando um programa de análise estrutural de pórtico plano, levando em conta a diagonal birrotulada com largura de 125cm e espessura de 10cm, e as demais propriedades das vigas e pilares e do material concreto e alvenaria, pode-se comparar a rigidez do pórtico com e sem a alvenaria participante (Figura 6). Os resultados dessa análise, para uma força horizontal no topo adotada igual a 10kN, são:

► Pórtico não preenchido, $d_h = 0,72\text{mm}$, $k = P/\delta = 10/0,72 = 13,88\text{kN/mm}$;



► **Figura 5**
Pórtico com alvenaria participante (dimensões em cm)

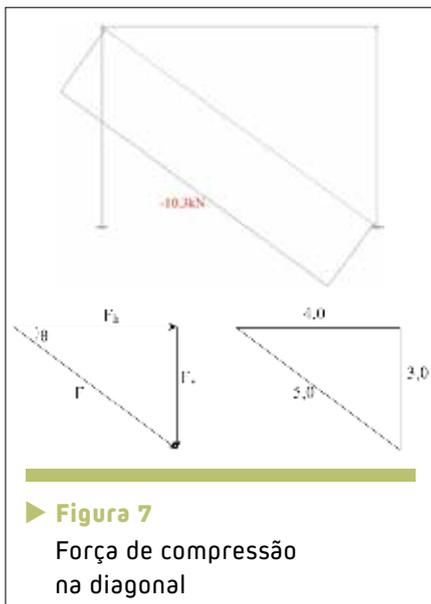


► **Figura 6**
Representação do pórtico pelo modelo de treliça

► Pórtico preenchido, $d_h = 0,12\text{mm}$, $k = P/\delta = 10/0,12 = 83,33\text{kN/mm}$.
Portanto, neste caso, pode-se perceber que a consideração da alvenaria participante aumentou a rigidez do pórtico em 6 vezes.

3.2 Decomposição das forças

Com este mesmo programa, é possível obter a força de compressão diagonal do suporte, F , que se desenvolve no preenchimento, formada pela força lateral aplicada de 10kN (Figura 7). Esta força age em um ângulo, θ , com o eixo horizontal e pode ser resolvida em componentes verticais e horizontais (Equações 9 e 10).



► **Figura 7**
Força de compressão na diagonal

$$F_h = F \cdot \cos\theta \quad 9$$

$$F_v = F \cdot \sin\theta \quad 10$$

Obtendo-se: $F = 10,3\text{kN}$; tem-se $F_h = 8,2\text{kN}$ e $F_v = 6,2\text{kN}$.

3.3 Verificação da resistência à compressão da diagonal comprimida

Conforme o item 6.2.2.3 do projeto de norma, no caso de alvenaria de blocos de 190mm de altura e junta de argamassa de 10mm , esse valor pode ser estimado como 70% da resistência característica de compressão simples de prisma (f_{pk})

Quando a compressão ocorrer em direção paralela às juntas de assentamento, a resistência característica na flexão pode ser adotada como 50% da resistência à compressão na direção perpendicular às juntas de assentamento (Figura 8).

No caso da alvenaria participante, a compressão ocorre na diagonal, na falta de um parâmetro específico para essa situação, será considerado a situação mais crítica, ou seja, a compressão paralela às juntas de assentamento.

Assim sendo, utiliza-se a expressão simplificada da proposta de norma (Equação 11).

$$\frac{\gamma_f \cdot P_k}{A} = \frac{0,7 \cdot 0,5 \cdot f_{pk} \cdot R}{\gamma_m} \quad 11$$

Para a verificação da resistência à compressão da diagonal, conforme a proposta de norma, a altura efetiva para fins de verificação da esbelteza da diagonal comprimida pode ser admitida igual a:

$$l_s = l - \frac{w_{eff}}{2} \quad 12$$

Portanto:

$$l_s = 500 - \frac{125}{2} = 437,5\text{cm} \quad 13$$

A esbelteza $h_{ef}/t_{ef} = 437,5/19 = 23\text{cm} < 24$, portanto a alvenaria pode ser não armada.

Para

$$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] = \left[1 - \left(\frac{23}{40} \right)^3 \right] = 0,81 \quad 14$$

E

$$w_{eff} = 1,25\text{m} \text{ largura diagonal} \quad 15$$

Temos:

$$\frac{1,4 \cdot P_k}{0,19 \cdot 1,25} = \frac{0,7 \cdot 0,5 \cdot 6000}{2,0} \quad 16$$

$$0,81 \rightarrow P_k = 144,3\text{kN}$$

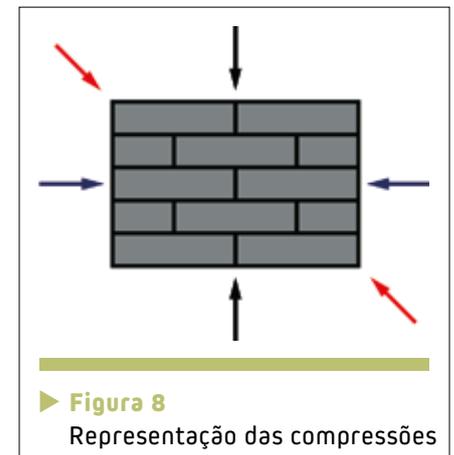
Para resultar nesse valor de componente diagonal, a força lateral, V_k , pode ser calculada por semelhança de triângulos:

$$\frac{4,0}{5,0} = \frac{V_k}{144,3} \rightarrow V_k = 115,4\text{kN} \quad 17$$

3.4 Verificação do cisalhamento na alvenaria

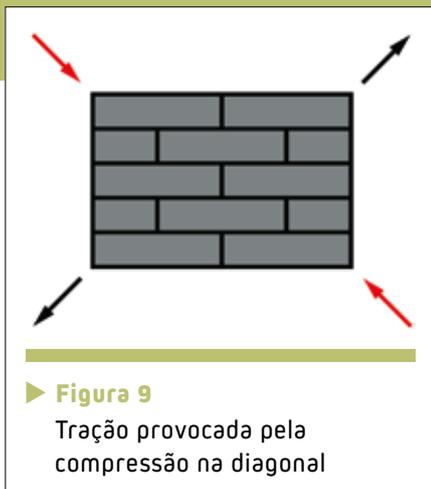
A. CISALHAMENTO POR TRAÇÃO DIAGONAL

A força de compressão diagonal gera uma força de tração na diagonal oposta (Figura 9) e apesar de haver ensaio nacional normatizado para medir empiricamente essa resistência na proposta de norma, não há especificação para verificação da resistência ao cisalhamento por tração diagonal. Entretanto, quando comparado com



► **Figura 8**
Representação das compressões





► **Figura 9**
Tração provocada pela compressão na diagonal

normas internacionais, como a norma canadense CSA S304-14, que realiza tal verificação, ao se desprezar a pré-compressão gerada pela força horizontal, o limitante no dimensionamento será o escorregamento da junta horizontal.

B. ESCORREGAMENTO DA JUNTA HORIZONTAL

Para verificação do escorregamento da junta (Figura 10), de acordo com a norma, $f_{vk} = 350 + 0,5\sigma \leq 1700 \text{ kN/m}^2$. Mesmo existindo uma pré-compressão vertical (σ), gerada pela força horizon-

tal, tal força será desprezada, conforme explicado no item anterior. Logo, $f_{vk} = 350 + 0,5 \cdot 0 = 350$. Assim:

$$\tau_d = \frac{V_d}{t \cdot d} \leq \frac{f_{vk}}{2} \rightarrow \frac{1,4 \cdot V_k}{0,19 \cdot 4,0} =$$

$$\frac{350}{2} \rightarrow V_k = 95 \text{ kN}$$

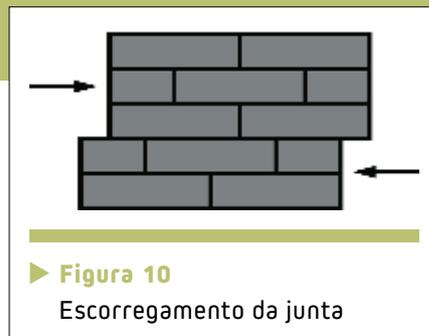
18

Considerando o menor dos limites: $V_k = 95 \text{ kN}$.

4. ANÁLISE DA CONSIDERAÇÃO DA ALVENARIA PARTICIPANTE EM UM EDIFÍCIO REAL EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Realizou-se um estudo de caso de um prédio real, construído com sistema pré-fabricado, porém será analisado a consideração da alvenaria participante para estabilidade global do edifício utilizando os valores do parâmetro gama Z como referência para análise.

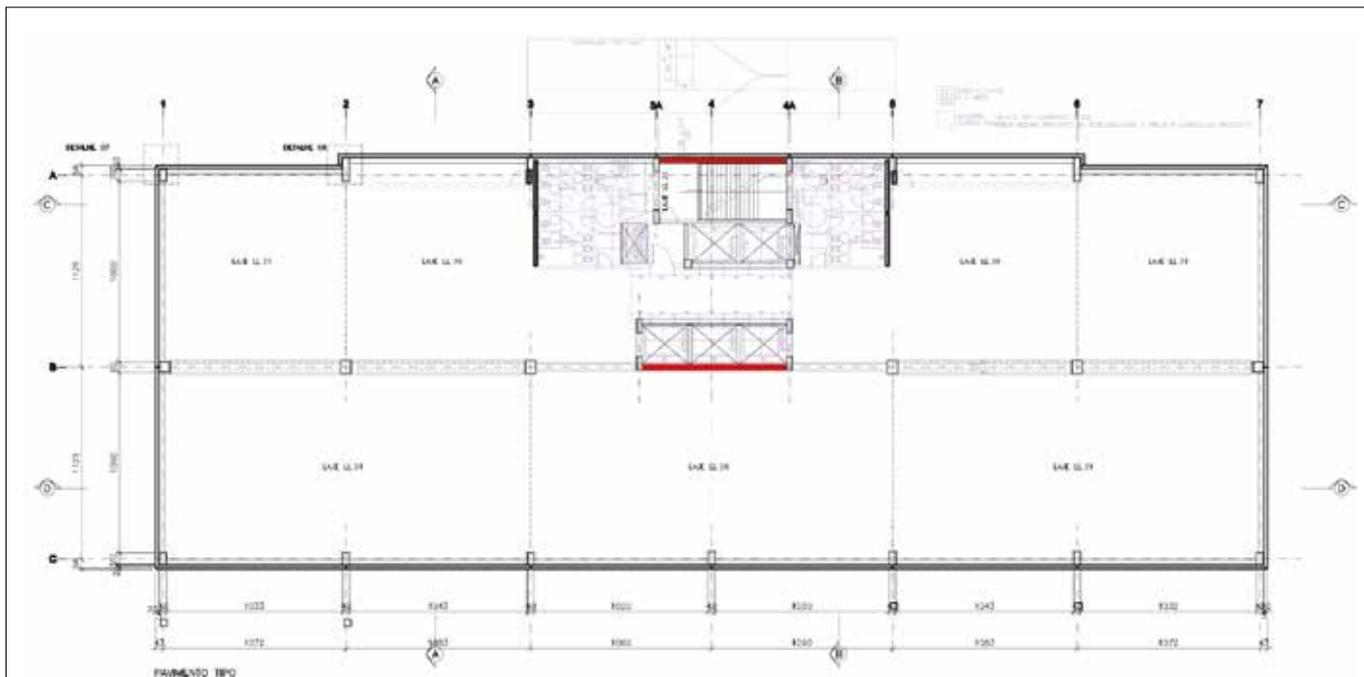
Trata-se da análise em edifício real que não foi estrutural e arquitetônica-



► **Figura 10**
Escorregamento da junta

mente planejado para a consideração da alvenaria participante. Dessa forma, os modelos foram realizados de acordo com o projeto existente, porém utilizando as ligações articuladas (a solução final do projeto contempla ligações semi-rígidas). São comparados os valores de gama Z para a estrutura completamente articulada com e sem o preenchimento da alvenaria participante de blocos de concreto de 8MPa, além dos deslocamentos e esforços.

Modelou-se a estrutura em três dimensões visando dar maior representatividade para os resultados obtidos. Essas modelagens foram feitas utilizando o programa de elementos



Fonte: cedido por Leonardi Construção Industrializada

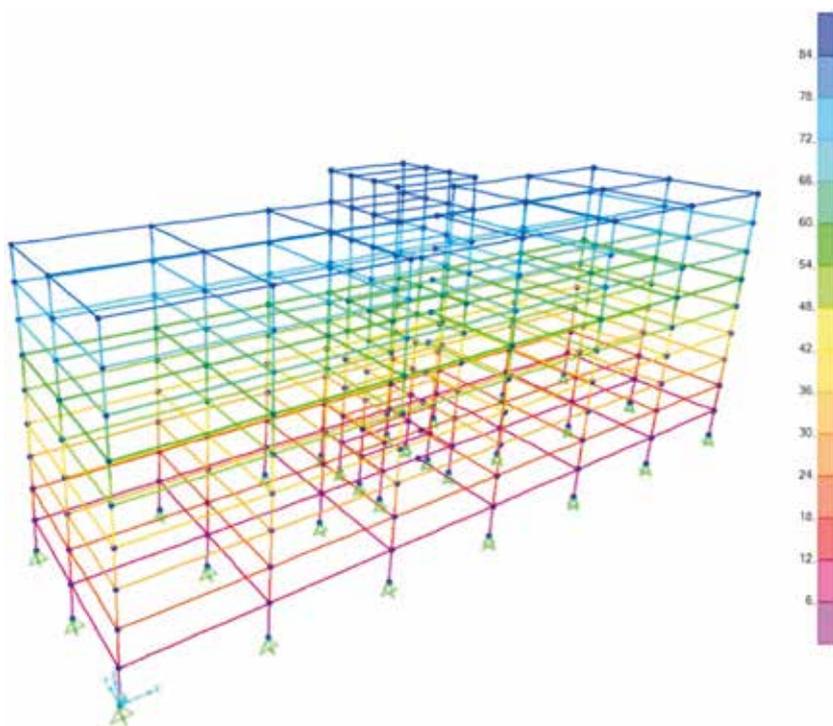
► **Figura 11**
Planta baixa do edifício com alvenaria participante em destaque

finitos SAP2000. É recomendado uma distribuição simétrica das paredes de alvenaria participante, pois elas contribuem para a rigidez lateral e sua distribuição assimétrica pode gerar torção na estrutura pela alteração da distribuição de esforços. Tentando minimizar os problemas de torção e maximizar a eficiência das paredes, considerou-se as paredes da caixa de escada e elevadores, que se encontram no centro da edificação, não possuem aberturas e que comumente não sofrem alterações no layout.

Em destaque na Figura 11, os painéis que foram considerados como alvenaria participante. Apesar de se tratar da direção de menor influência do vento, optou-se por esses painéis devido a arquitetura do prédio.

Trata-se de um edifício comercial de 9 pavimentos mais ático, localizado na região de Campinas (SP), com vigas de 40x80cm e 25x80cm, pilares externos de 40x70cm e internos de 60x80cm e 30x80cm, sobrecarga de 5kN/m², capa de concreto sobre laje de 5cm de espessura, laje tipo alveolar de 20cm de espessura e pé direito de 4m. A ação do vento foi determinada conforme orientação da ABNT NBR 6123:1988.

Para determinação da largura da diagonal comprimida utilizou-se as recomendações do projeto de norma. Para as paredes, as resistências foram estimadas a partir da resistência do bloco (12MPa). Simplificadamente, considerou-se a diminuição de 20% na resistência à compressão, por admitir argamassa apenas nas laterais, além da relação de resistências entre prisma/bloco de 0,75. O módulo de elasticidade foi determinado com sendo $E = 800 f_{pk}$. Conforme recomendação do projeto de norma, diminui-se a rigidez da parede participante pela meta-



► **Figura 12**
Deslocamento horizontal – edifício sem preenchimento

de para uma maior segurança. Assim, foram identificadas as seguintes propriedades físicas e geométricas da parede e pórtico:

- H = 2200 mm (3,0m – 0,80m viga)
- L = 10000 mm
- $E_a = 2880$ MPa
- $E_p = 35417$ MPa
- $t_{ap} = 100$ mm [2x(25+25)]

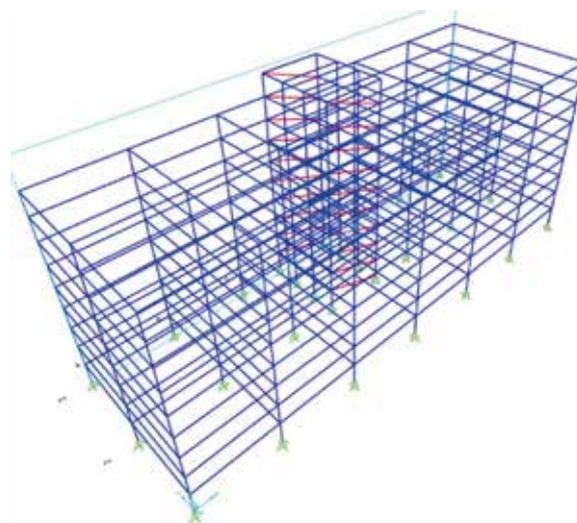
$$I_p = 800(400)^3/12 = 4266,67 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_v = 400(800)^3/12 = 17066,67 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\theta = \tan^{-1} (2,2/10) = 12,41^\circ$$

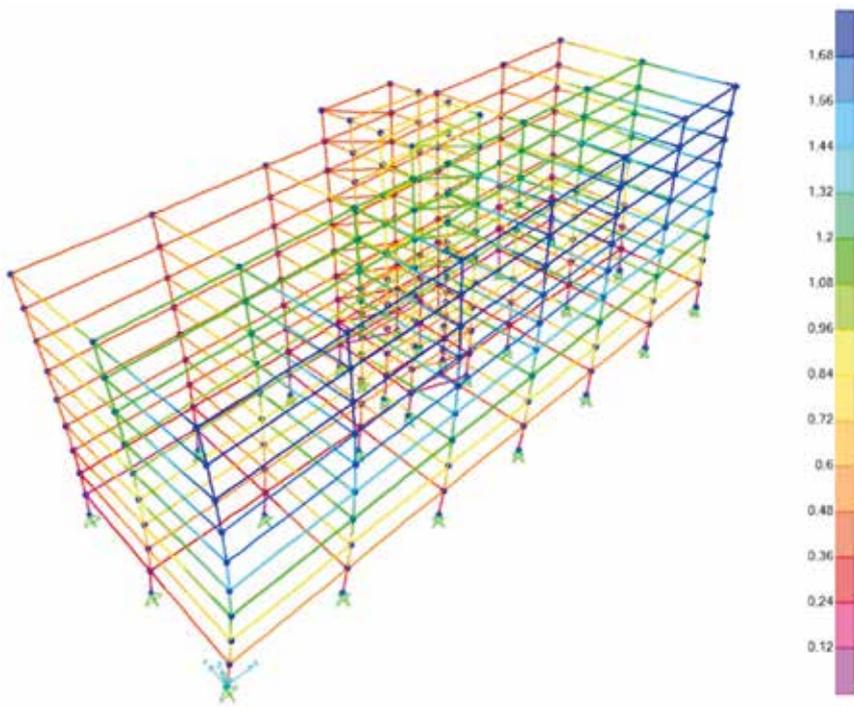
O comprimento de contato horizontal e vertical são calculados a partir:

$\alpha_H = \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4.35417.4266,67 \cdot 10^6 \cdot 2200}{2880 \cdot 100 \cdot \text{sen}(2.12,41)}} = 2861 \text{ mm}$	19
$\alpha_L = \frac{\pi^4}{2} \sqrt{\frac{4.35417.17066,67 \cdot 10^6 \cdot 10000}{2880 \cdot 100 \cdot \text{sen}(2.12,41)}} = 11814 \text{ mm}$	20



► **Figura 13**
Detalhe de montagem das diagonais equivalentes





► **Figura 14**
Deslocamentos encontrados no modelo com alvenaria participante

A largura da diagonal comprimida efetiva deve ser tomada como:

$$w_{eff} = \frac{\sqrt{2,86^2 + 11,81^2}}{2} = 6,08m \quad 21$$

Não podendo exceder um quarto do comprimento dado pela Equação 22.

$$w_{eff} = \frac{\sqrt{3,2^2 + 10^2}}{4} = 2,62m \quad 22$$

Sendo este o valor adotado na análise.

Com os dados das ações horizontais e o carregamento vertical, a análise

pelo software SAP2000 foi realizada (Figura 12). Os deslocamentos horizontais em cada pavimento foram utilizados para calcular o gama Z da estrutura. Na Tabela 1, apresenta-se os dados encontrados para cálculo do gama Z.

O valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela Equação 23.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad 23$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura; $\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

a) Somatório dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura ($\Delta M_{tot,d}$)

$$\Delta M_{tot,d} = \sum_i^n (1,4 \cdot P_{gi} + 1,4 \cdot P_{qi}) \cdot \delta_{hi} \quad 24$$

b) Momento de tombamento devido ao vento ($M_{1,tot,d}$)

$$M_{1,tot,d} = \sum H_{vi} \cdot h_i \quad 25$$

Assim, tem-se,

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{138073,50}{11618,18}} = -0,09 \quad 26$$

O valor do gama Z da estrutura sem alvenaria participante é $-0,09 < 0$, significando que seria uma estrutura totalmente instável.

► **Tabela 1 – Dados para cálculo γ_z sem preenchimento**

Pav.	H_i (m)	$F_{Hi,d}$ (kN)	$F_{Vi,d,pav}$ (kN)	δ_{hi} (cm)	$M_{1,tot,d}$ (kN.m)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)
10	40	34,58	9.054,00	2,45	1.383,25	22.182,30
9	36	63,55	9.054,00	2,37	2.287,83	21.457,98
8	32	61,56	9.054,00	2,17	1.969,97	19.647,18
7	28	59,38	9.054,00	1,96	1.662,68	17.745,84
6	24	56,96	9.054,00	1,73	1.367,06	15.663,42
5	20	54,22	9.054,00	1,48	1.084,49	13.399,92
4	16	51,05	9.054,00	1,21	816,87	10.955,34
3	12	47,24	9.054,00	0,93	566,86	8.420,22
2	8	42,34	9.054,00	0,63	338,72	5.704,02
1	4	35,11	9.054,00	0,32	140,45	2.897,28
Σ					11.618,18	138.073,50

► Tabela 2 – Dados para cálculo do gama Z

Pav.	Hi (m)	F _{Hi,d} (kN)	F _{Vi,d,pav} (kN)	δ _{ni} (cm)	M _{1,tot,d} (kN.m)	Δ _{Mtot,d} (kN.m)
10	40	34,58	9.054,00	1,37	1.383,25	124,04
9	36	63,55	9.054,00	1,47	2.287,83	133,09
8	32	61,56	9.054,00	1,50	1.969,97	135,81
7	28	59,38	9.054,00	1,49	1.662,68	134,90
6	24	56,96	9.054,00	1,46	1.367,06	132,19
5	20	54,22	9.054,00	1,37	1.084,49	124,04
4	16	51,05	9.054,00	1,20	816,87	108,65
3	12	47,24	9.054,00	0,98	566,86	88,73
2	8	42,34	9.054,00	0,73	338,72	66,09
1	4	35,11	9.054,00	0,42	140,45	38,03
Σ					11.618,18	1.085,57

De forma similar foi analisado a estrutura com a consideração de dois painéis de alvenaria participante de blocos de 12MPa. A Figura 13 indica como os modelos foram montados com a consideração das diagonais equivalentes. A Figura 14 mostra os deslocamentos encontrados nessa análise e a Tabela 2, os parâmetros para cálculo do gama Z.

Nessa situação tem-se,

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{1085,57}{11618,18}} = 1,1 \quad 27$$

Verifica-se gama Z com o valor de 1,1. A ABNT NBR 6118:2014 considera que a estrutura é de nós fixos, se obedecer à condição de $\gamma_z \leq 1,1$, sendo possível desprezar os efeitos de segunda ordem.

Nas análises com alvenaria parti-

cipante foi observada a ocorrência de torção, visto que as disposições das paredes não se encontravam simetricamente distribuídas, entretanto, esse efeito foi considerado nos deslocamentos utilizados.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A contribuição da alvenaria participante no enrijecimento de estruturas aporticadas é inquestionável. No entanto, mesmo com constatações a respeito da eficiência no uso de pórticos preenchidos, a consideração em projeto deste tipo de estrutura no Brasil não é usual.

A abordagem do método da diagonal equivalente é a mais utilizada pelas normas e códigos internacionais e já está proposta para adoção na próxi-

ma norma de alvenaria brasileira. Suas considerações são bastante conservadoras e, mesmo com todas as limitações que ela impõe, a contribuição da alvenaria participante é inegável.

No estudo de caso, apesar do projeto estrutural e arquitetônico não ter levado em consideração a alvenaria participante, percebe-se que foi possível contraventar, na direção analisada, a estrutura sem a necessidade de ligações mais rígidas.

A consideração da alvenaria participante pode trazer ganhos significativos para a construção civil, além de se mostrar uma solução simples para concepção de estruturas para garantir a estabilidade lateral necessária e, eventualmente, para execução de reforços em edificações existentes. 

► REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. ABNT. Rio de Janeiro. 1988.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos. ABNT. Rio de Janeiro. 2014.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. ABNT. Rio de Janeiro. 2017.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. PN 002:123.010-001/1 Alvenaria Estrutural – Parte 1: Projeto. ABNT. Rio de Janeiro. 2018.
- [5] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. S304 - Design of masonry structures. CSA. Ontario. 2014.
- [6] ELLIOTT, K. S.; JOLLY, C. K. Multi-storey precast concrete framed structures. 2a. ed. Oxford: Wiley-Blackwell, 2013. 761 p.
- [7] MEDEIROS, W. A.; Pórticos em concreto pré-moldado preenchidos com alvenaria participante. 2018. Dissertação (Mestrado em estruturas e construção civil) – Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.
- [8] POLYAKOV, S. V. Masonry in framed buildings. Moscow, 1956.
- [9] RATHBUN, J. C. Wind forces on a tall building. Proceedings American Society of Civil Engineers, v. 64, p. 1335-1375, 1938.
- [10] STANDARD ASSOCIATION OF NEW ZEALAND. 4320: Design of reinforced concrete masonry structures. NZS. 2004.
- [11] THE INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. Precast Concrete in Mixed Construction. fib. Lausanne. 2002.
- [12] THE INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. Planning and Design Handbook on Precast Build Structures. fib. 2013.
- [13] THE MASONRY SOCIETY. 402/602: Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures. TMS. 2016.



Cuidados com os revestimentos de argamassa aplicados sobre blocos de concreto de alta resistência e baixa absorção

HELENA CARASEK – PROFESSORA DOUTORA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA, ESTRUTURAS
E CONSTRUÇÃO CIVIL – PPG-GECON / EECA –
UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS

I. INTRODUÇÃO

Geralmente a aderência entre argamassas de revestimento e blocos de concreto é alta. O estudo de Carasek et al. (2017), onde foram analisados 2.552 dados de arrancamento obtidos em obras nas cidades de Goiânia e Brasília, mostrou que os maiores valores de aderência são obtidos quando os revestimentos são aplicados sobre blocos de concreto ao se comparar com resultados sobre alvenaria de blocos cerâmicos e estrutura de concreto (com valores médios, respectivamente, 0,32 MPa; 0,22 MPa e 0,20 MPa).

No entanto, deve-se ter muito cuidado com generalizações. Recentemente, têm sido observados alguns problemas de descolamento sobre alvenaria estrutural com blocos de concreto de alta resistência à compressão.

Nesse sentido, o presente trabalho visa apresentar um estudo de caso com grave descolamento de revestimentos de argamassa aplicados sobre alvenaria estrutural de blocos de concreto de alta resistência, focando na discussão do diagnóstico. A partir



► **Figura 1**

Descolamento do revestimento evidenciando a falta de aderência entre os materiais. Após o descolamento observa-se um substrato liso, praticamente sem vestígios do revestimento

dele são traçadas, então, recomendações de cuidados que devem ser tomados com a produção dos blocos, bem como com a produção da argamassa e sua aplicação.

2. ESTUDO DE CASO

A patologia observada em obra foi o descolamento dos revestimentos de argamassa de paredes de alvenaria estrutural em blocos de concreto de alta resistência (Figura 1), acompanhado de

fissuração (Figura 2). O descolamento, identificado inicialmente pelo som cavo quando da percussão, começou a aparecer cerca de 14 dias após a aplicação dos revestimentos e continuou progredindo durante cerca de 2 meses com deslocamentos de grandes áreas.

As fissuras apresentaram abertura entre 0,1 mm e 0,7 mm, mostrando-se em geral com uma fenda principal e ramificações dela com ângulos próximos a 90.

Em algumas regiões de som cavo parte do revestimento foi retirada para análise do substrato e da camada de argamassa, além da observação do grau de dificuldade com que se dava o processo de remoção. Foi notória a facilidade de se retirar o revestimento das paredes em regiões de som cavo. A Figura 3 ilustra o substrato praticamente sem resquícios de partes aderidas do revestimento sobre os blocos de concreto de alta resistência.

Com base nas inspeções, concluiu-se que o problema de descolamento e fissuração era generalizado nos revestimentos de argamassa aplicados sobre as alvenarias com blocos



► **Figura 2**
Fissuração típica dos revestimentos

estruturais sem chapisco. Procedeu-se a análise também de outros “sistemas” da mesma obra: paredes de blocos de concreto de vedação sem chapisco e estruturas de concreto (vigas) com chapisco, ambas revestidas com a mesma argamassa utilizada no revestimento da alvenaria estrutural. Em nenhuma dessas duas situações foram identificadas manifestações patológicas oriundas da baixa aderência.

A resistência característica dos blocos – fbk da obra variou entre 17 e 25 MPa, com valores médios de resistência à compressão na faixa de 25 MPa, enquanto que a absorção de água média variou entre 3 e 5%. Isto denotou uma alta resistência à compressão dos blocos, bem acima das médias convencionais. Esta alta resistência é consequência da baixa porosidade do concreto (alta compactidade), que se refletiu também em baixos valores de absorção de água dos blocos.

Outro ensaio realizado para a caracterização dos blocos de concreto (estrutural e vedação) foi o índice de

absorção d’água inicial (sucção inicial) – AAI, de acordo com uma adaptação da ABNT NBR 15270-2: 2017 (Tabela 1).

Nota-se que o valor de AAI do bloco estrutural é muito baixo em relação ao bloco de vedação, mostrando que o bloco estrutural apresenta uma baixa sucção inicial de água. Além disso, observa-se uma alta variabilidade dos resultados (CV = 50%). A título de comparação, apresenta-se no gráfico da Figura 4 valores médios de AAI de blocos de concreto utilizados em outras pesquisas, em várias épocas diferentes. Salienta-se que em todas as pesquisas citadas os blocos de concreto propiciaram ótimas resistências de aderência com as argamassas de revestimento, a exceção do bloco indicado pela referência Girardi (2016), que resultou em uma baixa aderência, da mesma forma que o bloco estrutural utilizado na obra do estudo de caso. Observa-se que esses dois blocos têm em comum serem estruturais e apresentarem valores de sucção de água muito baixos.

Foi realizado também um teste para



► **Figura 3**
Em local de som cavo foi retirado o revestimento de argamassa – aderência apenas na região da junta de assentamento da alvenaria

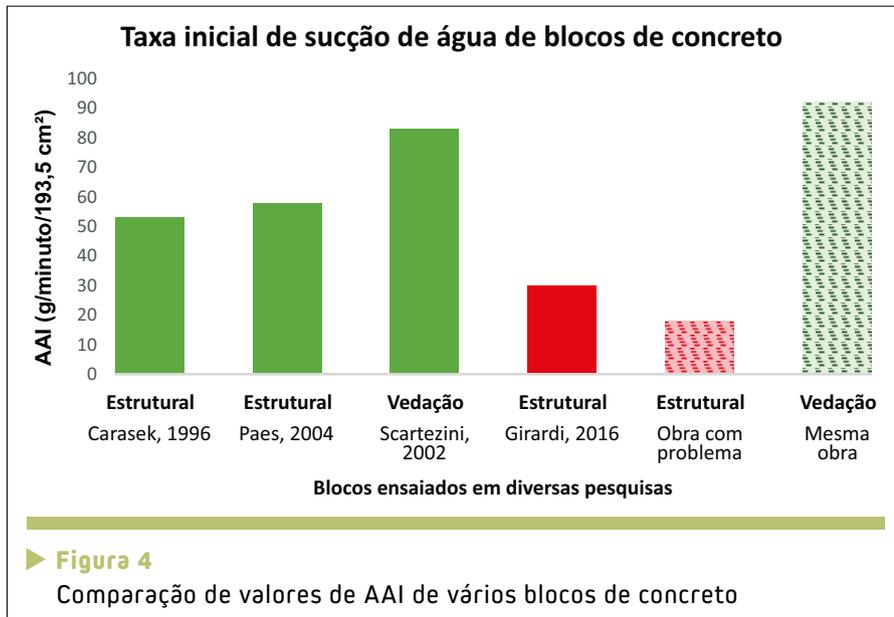
verificar a absorção de água das paredes de alvenaria após a remoção do revestimento com problema e a realização de alguns tratamentos da base (lavagem e aplicação de chapisco). O teste realizado foi o “cachimbo” (prescrito pelo NIT 224 do CSTB - CENTRE SCIENTIFIQUE ET TÉCNIQUE DE LA CONSTRUCTION), ilustrado na Figura 5, que permite avaliar a absorção/permeabilidade de água em superfícies verticais. Por meio deste teste, foram analisadas as seguintes situações:

- Parede em que foi retirado o revestimento descolado – sem nenhum tratamento posterior (PD);

► **Tabela 1 – Índice de absorção d’água inicial dos blocos da obra**

Tipo de bloco testado	AAI valor médio (g/minuto/193,5 cm²)	Coefficiente de variação (%)
Estrutural (com descolamento)	23	50
Vedação (sem descolamento)	59	20





- Parede em que foi retirado o revestimento e posteriormente foi lavada com água sob pressão, ensaiada após estar totalmente seca (PL);
 - Parede em que foi retirado o revestimento, posteriormente lavada com água sob pressão e chapiscada 7 dias após a lavagem; ensaiada seca (PLC).
- Os resultados médios obtidos nos

testes do cachimbo estão apresentados na Figura 6.

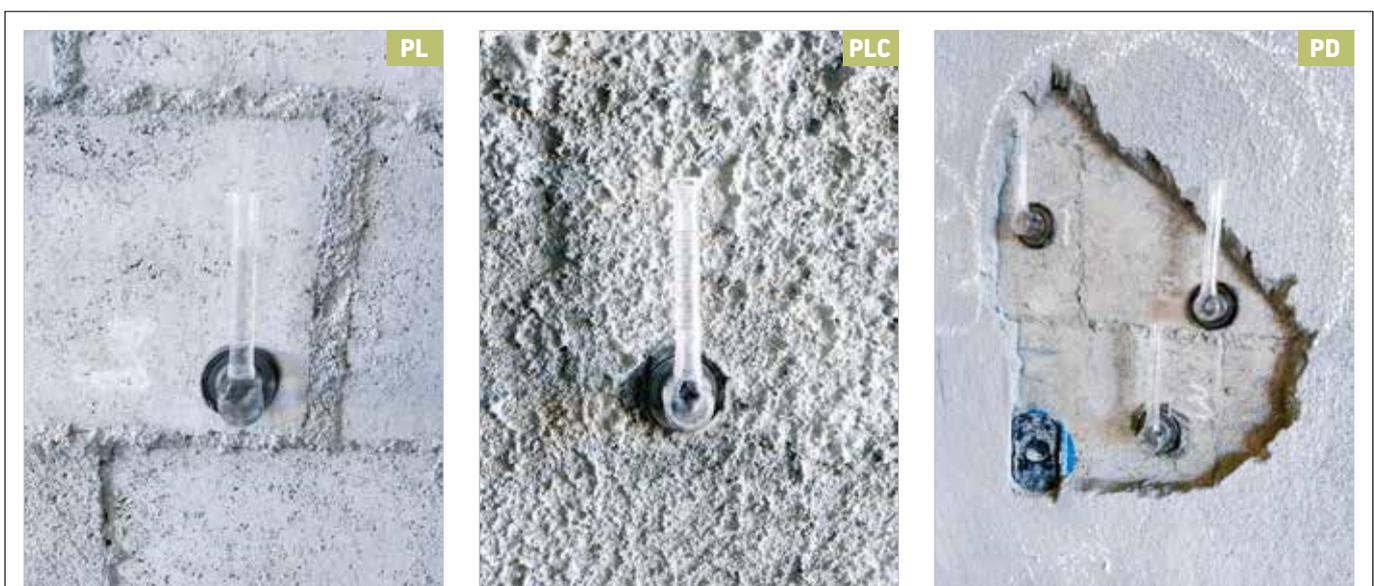
Observa-se a baixa sucção de água propiciada pelo bloco de concreto de alta resistência estrutural. Ademais pode-se concluir que a lavagem da parede não melhorou esta situação, no entanto, a execução do chapisco permitiu um aumento significativo da absorção de água da base e resultou em aderên-

cia adequada conforme testes realizados na obra.

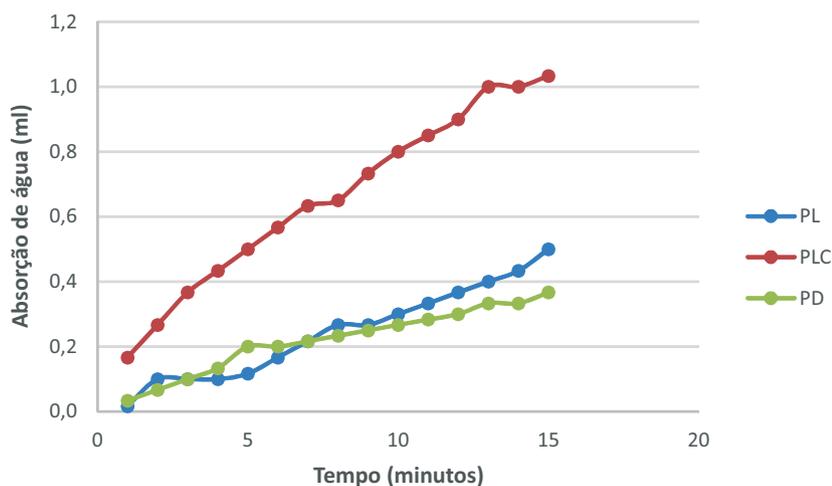
3. DIAGNÓSTICO – MECANISMO DE DESCOLAMENTO

Com base em todas as informações coletadas, chegou-se ao seguinte diagnóstico: a causa do descolamento é a incompatibilidade da argamassa de revestimento com os blocos de concreto de alta resistência. Os blocos estruturais apresentavam sucção de água inicial muito baixa (considerada atípica) e a argamassa de revestimento uma elevada retenção de água.

A aderência da argamassa endurecida ao substrato é um fenômeno essencialmente mecânico, devido, basicamente, à penetração da pasta aglomerante ou da própria argamassa nos poros ou entre as rugosidades da base de aplicação. Quando a argamassa no estado plástico entra em contato com a superfície absorvente do substrato, parte da água de amassamento, que contém em dissolução ou estado



► **Figura 5**
Ensaio de absorção de água pelo método cachimbo



► **Figura 6**
Valores médios de absorção de água pelo método cachimbo

coloidal os componentes do ligante, penetra pelos poros e pelas cavidades do substrato. No interior dos poros, ocorrem fenômenos de precipitação dos produtos de hidratação do cimento e, transcorrido algum tempo, esses precipitados intracapilares exercem ação de ancoragem da argamassa à base (CARASEK, 2017). Se o substrato (no caso, bloco de concreto de alta resistência) não exerce sucção efetiva da pasta aglomerante da argamassa (a qual tem dificuldade de liberá-la devido à sua alta capacidade de retenção de água), não serão formados produtos de hidratação no interior dos poros do substrato e, portanto, a ligação será deficiente.

Após o início do endurecimento da argamassa (cerca de 14 dias), quando a retração já atingiu aproximadamente 80% do total, tendo em vista que a ligação entre argamassa/bloco está muito frágil, as movimentações geradas nos materiais levam a ruptura dos poucos pontos de ancoragem existentes.

Salienta-se que argamassas com maior rigidez (módulo de elasticidade alto) apresentarão maiores tensões de cisalhamento na interface para uma mesma movimentação, quando comparadas às argamassas de baixo módulo, conforme equação:

$$\tau_c = E \cdot \varepsilon \cdot d/A$$

1

em que:

τ_c = tensão de cisalhamento;

E = módulo de elasticidade;

ε = movimentação do revestimento;

d = espessura do revestimento;

A = área de contato.

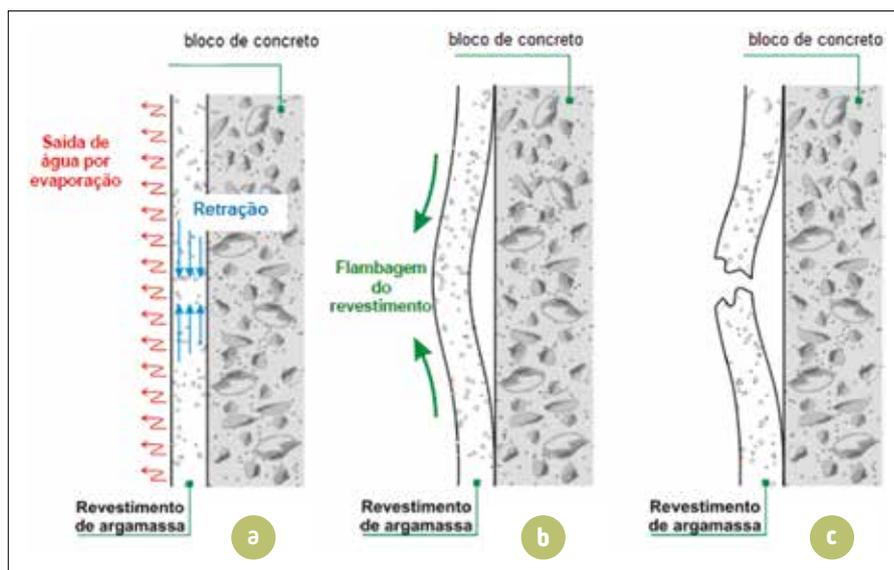
A aderência (ligação entre os materiais) é que deverá se opor a estas tensões de cisalhamento. Logo, se a rigidez da argamassa é alta, com as movimentações intrínsecas dos materiais (como a retração da argamassa) serão geradas

altas tensões que não poderão ser absorvidas pela aderência bloco/argamassa, a qual é muito baixa desde o início.

A tensão de tração na argamassa oriunda da retração é função direta do seu módulo de elasticidade, de sorte que argamassas ricas em cimento sofrem notável influência da retração, estando mais sujeitas a tensões de tração, que causarão fissuras e possíveis descolamentos de sua base.

Assim, a explicação do mecanismo de descolamento e fissuração observado na obra está calcada na retração dos revestimentos, associada à sua baixa aderência ao substrato. A Figura 7 ilustra o mecanismo proposto.

A retração é produzida pela saída de água da camada do revestimento, que se constitui em um elemento delgado, de elevada relação área/volume e significativa parte desta área exposta ao ambiente. Quando a ligação entre o revestimento e o substrato é baixa, como no caso em questão, pelo efeito



► **Figura 7**
Ilustração do mecanismo de descolamento/fissuração dos revestimentos devido à baixa aderência ao substrato e à retração. Observação: o fenômeno foi exagerado na figura visando torná-lo mais visível



da baixa sucção da base, a camada de revestimento tende a se contrair pelo efeito de retração, conforme se vê na Figura 7(a); como a restrição a essa contração é pequena, ou seja, a resistência de aderência ao cisalhamento é fraca, o revestimento tende a empolar, como se vê na Figura 7(b) e fissurar (Figura 7(c)). Se porventura em alguma região do revestimento a resistência de aderência ao cisalhamento superar a resistência à tração do revestimento, ocorrerá fissura, que, no entanto, se produzirá em muito menor escala se comparada à situação de elevada aderência do revestimento ao substrato. Ressalta-se que, quando não há fissuração incidente e nem empolamento visível, mesmo assim o descolamento pode estar ocorrendo, o que é detectado através do som cavo produzido quando o revestimento é percutido. Como este fenômeno se produz a intervalos aproximadamente regulares, isto pode resultar na ruína do revestimento como um todo. A tendência é de ocorrer uma movimentação do revestimento para fora (afastando-se do substrato – empolamento).

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base nas discussões anteriores é possível tecer algumas recomendações de cuidados a serem tomados para evitar manifestações patológicas de revestimentos relativos à produção dos blocos de concreto de alta resistência e relacionadas à composição/formulação, bem como ao processo de aplicação, das argamassas de revestimento.

4.1 Produção dos blocos estruturais

Além da elevada compacidade intrínseca dos blocos de alta resistência, a baixa sucção de água pode estar relacionada com novos aditivos que vem sendo utilizados na manufatura dos blocos de concreto de alta resistência. Esses aditivos químicos visam: à melhoria do adensamento do concreto através da máquina de compactação (preenchimento mais rápido do molde); à otimização da produção com menor tempo de compactação e rapidez de retirada das peças (gerando um menor ciclo de fabrico); à redução do atrito entre a fôrma e o concreto

(redução do desgaste dos equipamentos); à redução da aderência entre a camada superior de concreto e a peça de compressão dos blocos; à melhoria do acabamento superficial – textura – dos blocos; dentre outras vantagens na produção. Cabe, portanto, aos fabricantes verificarem se esses aditivos não estão comprometendo o sistema “parede estrutural com revestimento”, se levarem a uma redução substancial da aderência entre bloco e argamassa.

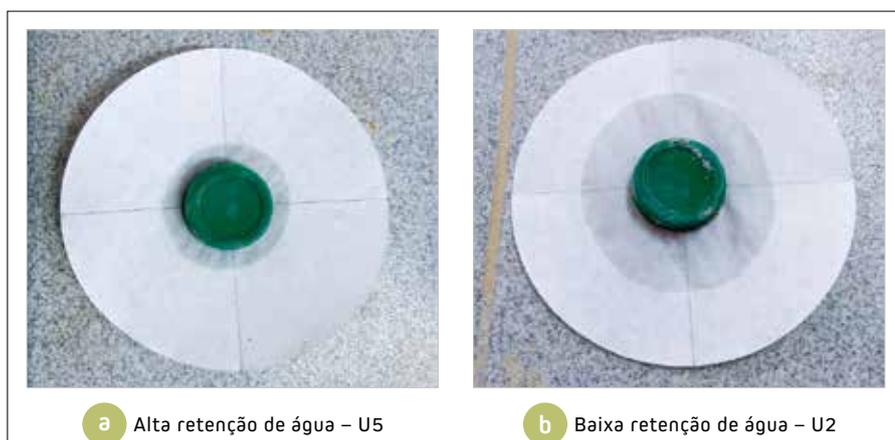
4.2 Composição da argamassa

A argamassa de revestimento a ser aplicada sobre blocos de alta resistência pode ser industrializada (situação preferencial) ou preparada em obra. Recomenda-se que essa argamassa tenha:

- Moderada retenção de água (classes U2 a U4, da ABNT NBR 13281:2005), como ilustrado na Figura 8(b). A retenção não deve ser alta (U5-U6), pois como o bloco estrutural de alta resistência apresenta baixa sucção de água, a argamassa precisa liberar a pasta aglomerante para o substrato com certa facilidade, de forma a garantir a ancoragem adequada;
- Rigidez não muito elevada, ficando na faixa de resistência à compressão entre P3 e P4 da ABNT NBR 13281:2005. Argamassas com alta rigidez (alto módulo de elasticidade) apresentarão maiores tensões de cisalhamento na interface para uma mesma movimentação, quando comparadas às argamassas de baixo módulo.

4.3 Execução do revestimento

Quanto à execução dos revesti-



► **Figura 8**

Exemplo de argamassas com diferentes capacidades de retenção de água. Ensaio empírico de retenção – resultado após 8 minutos de aplicação da argamassa sobre um papel filtro

mentos, cronologicamente, deve-se:

- a) Garantir a limpeza da base para remoção de poeiras e outros materiais que possam prejudicar a aderência;
- b) Aplicar chapisco (por exemplo: traço 1:3, cimento e areia, em volume). Isto porque o chapisco

leva a um aumento da sucção de água da base, propiciando uma aderência adequada da argamassa de reboco com a base tratada;

- c) Aplicar a argamassa preferencialmente por meio de projeção mecanizada, processo este com o qual,

comprovadamente, obtém-se melhor aderência quando comparado com a aplicação manual.

Por fim, cabe salientar que a abordagem dos problemas sempre deve ser sistêmica, considerando todos os elementos envolvidos, materiais e processos executivos. ➤

▶ REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] CARASEK, H. Aderência de argamassas à base de cimento Portland a substratos porosos: avaliação dos fatores intervenientes e contribuição ao estudo do mecanismo da ligação. São Paulo, 1996. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da USP. 285 p.
- [2] CARASEK, H. Argamassas. In: Geraldo C. Isaia. (Org.). Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais. 3ed. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, 2017, v. 2, p. 922-969.
- [3] CARASEK, H. MALAGONI, M., TERRA, V., GIRARDI, A., ARAÚJO, R. Análise de resultados de resistência de aderência de revestimentos de argamassa obtidos em obras. In: Simpósio Brasileiro de Tecnologia das Argamassas, 12. Anais. São Paulo, ANTAC, 2017. 10 p.
- [4] GIRARDI, A.C.C. Avaliação da substituição total de areia natural por RCD na produção de revestimentos de argamassa. 2016. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, 2016.
- [5] PAES, I. Avaliação do transporte de água em revestimentos de argamassa nos momentos iniciais pós-aplicação. Tese (doutorado). Brasília. Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil – Universidade de Brasília, 2004.
- [6] SCARTEZINI, L. M. Influência do tipo e preparo do substrato na aderência dos revestimentos de argamassa: estudo da evolução ao longo do tempo, influência da cura e avaliação da perda de água da argamassa fresca. 262p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, 2002.

COMENTÁRIOS E EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DA ABNT NBR 6118:2014

A publicação traz comentários e exemplos de aplicação da nova norma brasileira para projetos de estruturas de concreto - ABNT NBR 6118:2014, objetivando esclarecer os conceitos e exigências normativas e, assim, facilitar seu uso pelos escritórios de projeto.

Fruto do trabalho do Comitê Técnico CT 301, comitê formado por especialistas do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON) e da Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural (ABECE), para normalizar o Concreto Estrutural, a obra é voltada para engenheiros civis, arquitetos e tecnólogos.

DADOS TÉCNICOS

ISBN 9788598576244

Formato: 18,6 cm x 23,3 cm

Páginas: 484

Acabamento: Capa dura

Ano da publicação: 2015

AQUISIÇÃO:

www.ibracon.org.br

(Loja Virtual)



Patrocínio



IBRACON na Estrada Gaúcha

A Regional do IBRACON no Rio Grande do Sul realiza série de seminários de atualização tecnológica em várias cidades do estado. No dia 12 de abril, na Univates, em Lajeado, aconteceu o primeiro seminário, com participação dos palestrantes Eng. Josué Augusto Arndt (Aditivos para concreto – aplicações atuais e tendências futuras), Prof. Roberto Christ (Tecnol-

ogia dos concretos especiais) e Prof. Paulo Helene (Controle tecnológico do concreto).

Já, no dia 29 de maio, na Universidade de Caxias do Sul, foi realizado o segundo seminário com presença do Eng. Jefferson Bruschi da Silva (Avanços na tecnologia de aditivos para indústria de concreto), Prof. Fabrício Longhi Bolina (Estruturas de concre-

to armado em situação de incêndio) e Prof. José Tadeu Balbo (Concreto permeáveis para pavimentação e mobilidade urbana).

Estão previstos seminários em Santo Ângelo, em junho, Porto Alegre, em julho, Passo Fundo, em agosto, São Leopoldo, em setembro, e Pelotas, em outubro. A entrada é um quilo de alimento não perecível.

Workshop no Rio Grande do Norte

No dia 30 de maio foi realizado o III Workshop no Rio Grande do Norte no auditório do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnolo-

gia do Rio Grande do Norte (IFRN). O evento discutiu as patologias causadas pela temperatura em concreto de bases de aerogeradores (Eng.

José Martins Jr.) e a importância do controle tecnológico do concreto na construção civil (Eng. Raphael Holanda).

4º Encontro de Engenharia de Estruturas discute normalização

Realizado em 26 de abril, na Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), o 4º Encontro de Engenharia de Estruturas Abece-UFSCar contou com a participação de mais de 400 profissionais de escritórios de projeto, construtoras, empresas de pré-fabricação e pesquisadores.

O objetivo do evento foi expor o tema da atualização de normas para projeto e execução de estruturas, discutindo normas brasileiras, como a ABNT NBR 7187 Pontes em Concreto Armado, ABNT NBR 9062 Estruturas Pré-moldadas de Concreto e a ABNT NBR 15270 e PN 002:123.010-001 Alvenaria Estrutural, e temas transversais, como cargas para o cálculo de estruturas independentemente do tipo de material e do sistema construtivo e fundações



e concreto reforçado com fibras.

“Foi oportunidade para que profissionais e estudantes se atualizassem quanto às normas mais recentemente publicadas, às normas em processo de revisão e as práticas recomendadas que servem de base para o desenvolvimento da normalização no país”, avaliou a

Engª Ária Doniak, diretora de publicações técnicas do IBRACON, entidade que apoiou o evento, sendo representada pelo Diretor Regional, Guilherme Parssekian, e pelas Diretoras Gláucia Dalfre e Fernanda Giannotti, todos docentes do Programa de Estruturas e Construção Civil da UFSCar/UFSCar.

Palestra no Rio de Janeiro

Realizada gratuitamente em 18 de abril no Clube de Engenharia do Rio de Janeiro, a palestra “A importância do controle tecnológico do concre-

to na construção civil”, ministrada pelo Eng. Rafael Vieira de Carvalho Holanda, diretor técnico da Holanda Engenharia, discutiu os principais ensaios de contro-

le na obra e em laboratório, bem como o fluxo de processos do planejamento até a aceitação e a rastreabilidade das informações do concreto na estrutura.

Atividades na Regional de Santa Catarina

Alunos do curso de graduação da Universidade Católica de Santa Catarina visitaram em 27 de março a unidade de Joinville da Supermix Concreto, acompanhados pelo gerente da empresa, Eng. Fábio Brümmer, e pelo diretor regional do IBRACON, Prof. Joélcio Luiz Stocco. Na ocasião conheceram o processo de dosagem do concreto na central, os tipos de concreto produzidos e o processo de gestão ambiental desenvolvido pela empresa.

Com participação de 400 pessoas, foi realizado o Seminário de Patologia das Construções de Santa Catarina (SEMPAT/SC) nos dias 27 e 28 de fevereiro, na Associação Catarinense de

Engenheiros. Temas, como “Ameaças à vida útil de estruturas de concreto armado”, “resistência à compressão do concreto”, “gestão tecnológica de estruturas de concreto”, “origens das manifestações patológicas nas construções”, “aspectos relevantes na inspeção de estruturas” e “utilização de ensaios na avaliação e diagnóstico de estruturas de concreto armado”, foram apresentados e discutidos.



O evento gratuito foi promovido pelo IBRACON e pela Associação Brasileira de Patologia das Construções (Alconpat Brasil), e patrocinado pela ACE, Corr, PhD, Ad Fidúcia, Quality e IDD.



CBPAT 2018 é realizado em Mato Grosso do Sul

Cerca de 200 pessoas participaram do Congresso Brasileiro de Patologia das Construções, realizado de 18 a 20 de abril no auditório do CREA-MS.

A palestra de abertura foi feita pelo pesquisador Leandro Sanchez sobre a reação álcali-agregado (RAA). Outras seis palestras foram realizadas no evento, inclusive pelo presidente do IBRACON, Eng. Julio Timerman. Ao todo foram apresentados 70 trabalhos técnico-científicos sobre patologia, diagnóstico e recuperação de estruturas de concreto. Foram ainda realizados quatro minicursos.

Realizado pela Alconpat, o evento foi apoiado pela Regional IBRACON. 🏠



Prática Recomendada IBRACON Concreto Autoadensável

COORDENADOR Bernardo Fonseca Tutikian
SECRETÁRIO Roberto Christ

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 a aceitação do concreto no estado fresco e para seu transporte, lançamento e rastreamento

A obra é resultado do trabalho do Comitê 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.

DADOS TÉCNICOS

ISBN: 978-85-98576-25-1
Edição: 1ª edição
Formato: Eletrônico
Páginas: 78
Acabamento: Digital
Ano da publicação: 2015

Patrocínio





60°

CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO

FOZ DO IGUAÇU | 17 A 21 DE SETEMBRO - 2018



**MAIOR E MAIS IMPORTANTE FÓRUM TÉCNICO NACIONAL SOBRE A
TECNOLOGIA DO CONCRETO E SEUS SISTEMAS CONSTRUTIVOS**

Cotas de Patrocínio e Exposição

- Excelentes oportunidades para divulgação, promoção e relacionamento
- Espaços comerciais na XIV FEIBRACON Feira Brasileira das Construções em Concreto (veja na contracapa)
- Palestras técnico-comerciais no Seminário de Novas Tecnologias
- Inscrições gratuitas no evento

TELEFONE
(11) 3735-0202

E-MAIL
arlene@ibracon.org.br

dam world

2018

Third International Dam World Conference

BRAZIL · Foz do Iguaçu · September 17-21, 2018

CONCURSOS

- Conheça os regulamentos dos concursos estudantis *APO*, *COCAR*, *CONCREBOL*, *OUSADIA* e *CONCRETO* – *Quem sabe faz ao vivo*
- Veja o regulamento do novo concurso "O ARTIGO DO ANO"

REALIZAÇÃO



Rua Julieta do Espírito Santo Pinheiro, nº 68 – Jardim Olímpia | CEP 05542-120
São Paulo – SP – Brasil | Telefone (11) 3735-0202 | Fax (11) 3733-2190

www.ibracon.org.br

twitter.com/ibraconOffice

facebook.com/ibraconOffice



Third International
Dam World Conference
BRAZIL - Foz do Iguaçu - September, 17-21, 2018

COTAS DE PATROCÍNIO | SPONSORSHIP QUOTAS

	MOEDA	DIAMANTE	OURO	RUBI	PRATA	BRONZE
VALORES	R\$	200.000,00	75.000,00	70.000,00	35.000,00	30.000,00
	CURRENCY	DIAMOND	GOLD	RUBY	SILVER	BRONZE
VALUES	US\$	60,000.00	22,500.00	21,000.00	10,500.00	9,000.00
BENEFÍCIOS/BENEFITS						
Estandes de 9 m ² com Montagem Básica <i>9 m² Booth with Basic Assembly</i>		10 unid. = 90 m ²	6 unid. = 54 m ²	–	3 unid. = 27 m ²	–
Inscrições <i>Registrations</i>		10	6	6	3	3
Palestra no "Seminário de Novas Tecnologias" <i>Lecture in "Seminar of New Technologies"</i>		60 minutos <i>minutes</i>	45 minutos <i>minutes</i>	45 minutos <i>minutes</i>	30 minutos <i>minutes</i>	30 minutos <i>minutes</i>
PRESEÇA INSTITUCIONAL (LOGOMARCA): INSTITUCIONAL PRESENCE (LOGO):						
Site (link para sua página) <i>Site (link to your page)</i>		1	1	1	1	1
Programa Final <i>Final Programm</i>		1	1	1	1	1
Anais Eletrônicos <i>Electronic Proceedings</i>		1	1	1	1	1
Newsletters		1	1	1	1	1
Sinalização Centro de Convenções e/ou Auditorios <i>Signalling of the Convention Center and/or Auditorium</i>		1	1	1	1	1
Anuncio nos Anais no Formato Widescreen <i>Ad in the Proceedings in Widescreen Format</i>		1	1	1	1	1
Proporção 16:9 (JPG ou PDF) com 200 dpi <i>Dimension 16:9 (JPG or PDF) with 200 dpi</i>		2 páginas <i>pages</i>	2 páginas <i>pages</i>	2 páginas <i>pages</i>	1 página <i>page</i>	1 página <i>page</i>
EXPOSITOR/ EXHIBITOR						
	MOEDA	SÓCIO	NÃO SÓCIO	CURRENCY	MEMBER	NON-MEMBER
VALORES VALUES	(R\$)	12.000,00	15.000,00	(US\$)	3,600.00	4,500.00
BENEFÍCIOS BENEFITS						
Estande de 9 m ² com Montagem Básica <i>9 m² Booth with Basic Assembly</i>		1 unidade <i>Unit 1</i>	1 unidade <i>Unit 1</i>			
Inscrições <i>Registrations</i>		1	1			
PRESEÇA INSTITUCIONAL (NOME) EM: INSTITUCIONAL PRESENCE (NAME) IN:						
Site (link para sua página) <i>Site (link to your page)</i>		1	1			
Anais Eletrônicos <i>Electronic Proceedings</i>		1	1			
OBSERVAÇÕES	As logomarcas serão dimensionadas proporcionalmente de acordo com cada categoria de patrocínio. As escolhas de estandes serão por ordem de adesão.					
COMMENTS	The logos will be proportionately scaled the according to each category of sponsorship. Selection of the booths will be by order of accession.					

Simpósio sobre Aditivos para Argamassas e Concretos

- Data: 20 e 21 de Junho
- Local: Universidade Presbiteriana Mackenzie – Campus Higienópolis
- Realização: UPM
- Informações: goo.gl/XyWgRp

3º Encontro Luso-Brasileiro de Degradação em Estruturas de Concreto

- Data: 22 a 24 de Agosto
- Local: Universidade Federal de São Carlos
- Realização: UFSCar
- Informações: <https://degrada2018.faiufscar.com/>

ConaEnd&IEV – Congresso Anual de Ensaio Não Destrutivo e Inspeção

- Data: 27 a 29 de Agosto
- Local: Centro de Convenções Frei Caneca São Paulo
- Realização: Abendi
- Informações: www.conaend.org.br

XIX COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

- Data: 28 de Agosto a 1 de Setembro
- Local: Bahia Othon Palace Hotel, Salvador, Bahia
- Realização: ABMS/CBMR
- Informações: www.cobramseg2018.com.br

60º Congresso Brasileiro do Concreto

- Data: 17 a 21 de Setembro
- Local: Recanto Cataratas, Foz do Iguaçu, PR
- Realização: IBRACON
- Informações: www.ibracon.org.br/eventos/60cbc

Third International Dam World Conference

- Data: 17 a 21 de Setembro
- Local: Recanto Cataratas, Foz do Iguaçu, PR
- Realização: LNEC/IBRACON
- Informações: www.ibracon.org.br/damworld2018

21º ENECE – Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural

- Data: 25 de Outubro
- Local: Milenium Centro de Convenções – São Paulo
- Realização: Abece
- Informações: <http://site.abece.com.br/index.php/enece>

Encontro Nacional Betão Estrutural

- Data: 7 a 9 de Novembro
- Local: LNEC, Lisboa, Portugal
- Realização: GPBE
- Informações: <https://be2018.pt/>

Sponsorship' 3rd R. N. Raikar Memorial International Conference and 'Gettu - Kodur' International Symposium

- Data: 14 e 15 de Dezembro
- Local: Mumbai, Índia
- Realização: ACI
- Informações: <http://rnrconf.icaci.com/>



Instituto Brasileiro do Concreto

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

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

Associe-se ao IBRACON! Mantenha-se atualizado!

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

Fique bem informado!

 www.ibracon.org.br

 facebook.com/ibraconOffice

 twitter.com/ibraconOffice



Missão Internacional IBRACON aos Estados Unidos

10 a 18 de outubro de 2018

EXCLUSIVO PARA ASSOCIADOS DO IBRACON*

CHICAGO

- ▶ **Tour Chicago Architecture River Cruise:** conheça mais de 40 edifícios notáveis ao longo do Rio Chicago, numa retrospectiva centenária do desenvolvimento urbano e tecnológico de Chicago
- ▶ **Visita à Central de Concreto da Engemix:** veja de perto a central misturadora, a central dosadora e o laboratório de controle da Engemix e visite uma obra com concreto fornecido pela empresa

LAS VEGAS

- ▶ **Concrete in the Americas:** oportunidade para apresentar cases de obras realizadas no Brasil e conhecer obras realizadas em concreto no continente americano
- ▶ **ACI Fall Convention***
 - conheça as atividades dos Comitês Técnicos do American Concrete Institute para normalização e especificação de projeto, construção, manutenção e reabilitação de estruturas de concreto
 - acompanhe as competições estudantis e torça para a equipe brasileira, vencedora do APO 2017, que participa da competição internacional
 - visite obras emblemáticas em Las Vegas
 - estreite relacionamentos com sua participação garantida no coquetel oferecido pelo presidente do ACI

* INSCRIÇÃO NÃO INCLUSA NO PACOTE

PACOTE INCLUI:

- ▶ Passagem aérea Guarulhos / Chicago / Las Vegas / Guarulhos
- ▶ 2 noites no hotel W Lakeshore (Chicago)
- ▶ 5 noites no hotel Park MGM (Las Vegas)
- ▶ Seguro-viagem
- ▶ Traslados hotel / aeroporto / hotel
- ▶ Ônibus para visitas técnicas
- ▶ Traslado Hotel Park MGM / Fall Convention / Hotel Park MGM
- ▶ Tour Chicago Architecture River Cruise

* Associe-se para participar da Missão e garantir acesso aos outros benefícios dos associados do Instituto.

**MISSÃO POSSÍVEL E EXCLUSIVA PARA VOCÊ. VAGAS LIMITADAS.
CONFIRME JÁ SUA PRESENÇA!**

JUNTE-SE A NÓS NESTA MISSÃO!

Contate
BRAZILUSA

Tel.: 11 5087-4480
e-mail: contato@brazilusa.com.br