



Universidade do Minho

MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO SUSTENTÁVEIS

# Materials de Construção Sustentáveis

Volume 3



Universidade do Minho



**Materiais de Construção**

**Sustentáveis**

**Volume 3**



# **Materiais de Construção Sustentáveis**

**Volume 3**

## **Edição**

Universidade do Minho

## **Editores**

Barroso Aguiar, Aires Camões, Raul Fangueiro, Rute Eires,  
Sandra Cunha e Mohammad Kheradmand

**ISSN 2183-1866**

Março de 2014





## Organização

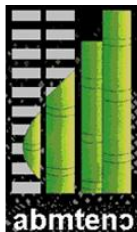


Universidade do Minho



UNIVERSIDADE  
FEDERAL DA PARAÍBA

## Apoios / Patrocínios



Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

## Media Partners





# Índice

## **Sessão Especial 1: Betões Eco-Eficientes ..... 5**

Avaliação da incorporação de zeólitos no fabrico de betão através da migração do ião cloro .....	7
Betão auto-compactável eco-eficiente de reduzido teor em cimento com incorporação de elevado volume de cinzas volantes e metacaulino .....	17
Resistência e durabilidade de argamassas incorporando pó de granito.....	27
Investigação de Concretos Produzidos com Cimentos Contendo Adições de Escória de Alto-forno Utilizando Ensaio de Difração de raios-X .....	39
Resistência à carbonatação de betões de elevado volume de cinzas volantes.....	49
Avaliação de Concretos autoadensáveis eco-eficientes com adição de resíduos da biomassa da cana-de-açúcar.....	61
Emprego de agregados graúdos reciclados de concreto carbonatado como proposta de melhoria da ecoeficiência de concretos.....	73
Uso do pó e agregados de Escória de Aciaria em misturas estabilizadas e em concretos para sub-base e pavimento .....	81
Utilização do resíduo de exploração e beneficiamento do caulim na produção de metacaulim para a aplicação em concreto.....	93
Mitigação da retração autógena usando dois tipos de polímeros superabsorventes (SAP).....	103
Desempenho de betões produzidos com agregados reciclados obtidos a partir de RCD de centrais de reciclagem portuguesas.....	115

## **Sessão Especial 2: Materiais e Eficiência Energética ..... 127**

Desempenho térmico de cobertura verde para ambientes construídos em blocos cerâmicos e de concreto: estudo de caso em Belo Horizonte, Brasil.....	129
Análise do comportamento de sistemas de isolamento térmico com cortiça .....	137
Physical and mechanical properties of mortars with incorporation of phase change materials ...	145
Durability of mortars with incorporation of phase change materials .....	157
Análise de desempenho térmico e higroscópico de três modelos de telhados .....	169
Avaliação de produtos de alta refletância na reabilitação de coberturas planas. Estudo experimental. ....	177
Estratégias bioclimáticas em projeto de habitação de interesse social.....	187
Impacto da escolha do vidro em aberturas associado ao dispositivo prateleira de luz para o conforto visual em ambientes de escritório .....	197
Desempenho térmico de painéis pré-moldados de concreto com pérolas de EPS e de argamassa aerada.....	207
Caracterização do desempenho térmico de um sistema de painéis modulares de fachada .....	217
Desenvolvimento de blocos solo-cimento com três intervenções: solo natural, solo corrigido com areia e solo mais materiais de mudança de fase (MMFs).....	229



Influência de elementos construtivos do envelope no desempenho térmico de edificações unifamiliares .....	241
Avaliação do fluxo de calor em painéis aglomerados de bagaço de cana visando o conforto térmico de edificações .....	253
Avaliação de sustentabilidade e de desempenho de paredes de trombe em pedra natural .....	263
Impacto da escolha do vidro em aberturas associado ao dispositivo prateleira de luz para o conforto visual em ambientes de escritório .....	275
High temperatures behaviour of mortars with incorporation of phase change materials .....	285
Assessment of the thermal performance of plastering mortars within controlled test cells ..	297

### **Sessão Especial 3: Construção em Terra ..... 305**

Introdução de novas tecnologias na construção tradicional em terra e bambu e a sua aplicação na arquitetura contemporânea de Oaxaca, Mexico.....	307
Argamassas de terra e cal reforçadas com fibras naturais .....	317
Materiais e técnicas antigas para melhorar a durabilidade dos edifícios em terra .....	327
Recomendações para a construção com tijolo de adobe baseadas na norma NTE E.080:2000 do Peru e na técnica utilizada atualmente no Estado da Bahia-Brasil.....	337
Construções em terra no Brasil: o período colonial e a atualidade .....	349
Aproveitamento de solo argiloso laterítico do sul do Brasil para uso em pavimentos econômicos .....	357
Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibras de sisal autoadensáveis .....	369
Avaliação de misturas de solo, cimento e resíduos de construção e demolição (RCD) para uso como base e sub-base de pavimentos rodoviários .....	381
Minimização da condutividade hidráulica do solo através da adição da cinza da casca de arroz	389
Propriedades mecânicas do adobe com incorporação de partículas de bagaço de cana e “baba de cupim sintética” .....	401
Propriedades físicas do adobe com incorporação de partículas de bagaço de cana e “baba de cupim sintética” .....	409
Resistência à abrasão de tintas imobiliárias produzidas com pigmentos obtidos por dispersão mecânica de solos .....	415
Avaliação e diagnóstico para a recuperação da igreja e convento Nossa Senhora da Conceição – Itanhaém – Brasil.....	425
Utilização de derivados de madeira no reforço de paredes de tabique.....	435
Estudo da natureza da resistência ao cisalhamento de compósitos solo-resíduos.....	443

### **Sessão Especial 4: Fibras na Cosntrução Sustentável..... 455**

Argamassa com fibras de alumínio reciclado, destinada ao aquecimento solar de água .....	457
Aplicabilidade de um Solo Argiloso Reforçado com Fibras de Coco em Obras Geotécnicas.....	467
O uso de fibras de PET em placas de concreto armado sujeitas à flexão.....	477
Development of waste fibres based non-woven fibrous materials for building rehabilitation.....	489

Comportamento Acústico de Painéis Compósitos Híbridos à base de Materiais Fibrosos.....	497
Análise comparativa entre a fibra de sisal e a fibra de piaçava como reforços em compósitos cimentícios.....	509
Efeito do tratamento e comprimento da fibra de sisal sobre aderência fibra-matriz em compósitos à base de cimento .....	521
Efeito da piaçava como reforço de argamassas leves contendo resíduos de EVA.....	531
Design de Membranas e Cascas com Tecido de Algodão aplicadas a Estruturas Tensionadas Artesanais .....	543
Estudos de Concretos Reforçados Com Fibras de Aço Fabricadas à Partir de Rejeito da Produção de Lã de Aço.....	553
Relação entre altura e vão de painéis pultrudados em fibra de vidro aplicados em tabuleiros de pontes .....	563
Desenvolvimento e Caracterização de Varões Compósitos Híbridos para Reforço de Betão .....	575
Processamento simples de compósitos vegetais reforçados com fibras de sisal e juta.....	585
Reforço fibroso em painel de baixa densidade.....	591



---

# **Sessão Especial 1: Betões Eco-Eficientes**

---



## Avaliação da incorporação de zeólitos no fabrico de betão através da migração do ião cloro

VICENTE C.<sup>1,a</sup>, NEVES R.<sup>2,b</sup> e CASTELA A. S.<sup>3,c</sup>

<sup>1</sup>Instituto Politécnico de Setúbal, ESTBarreiro, 2389-001 Barreiro, Portugal

<sup>2</sup> Instituto Politécnico de Setúbal, ESTBarreiro, 2389-001 Barreiro, Portugal

<sup>3</sup> Instituto Politécnico de Setúbal, ESTBarreiro, 2389-001 Barreiro, Portugal

ICEMS, Instituto Superior Técnico, 1049-001 Lisboa, Portugal

[cilene.vicente@estbarreiro.ips.pt](mailto:cilene.vicente@estbarreiro.ips.pt), [rui.neves@estbarreiro.ips.pt](mailto:rui.neves@estbarreiro.ips.pt),

[antonio.castela@estbarreiro.ips.pt](mailto:antonio.castela@estbarreiro.ips.pt)

**Palavras-chave:** Betão, Zeólitos, Migração de cloretos

**Resumo.** Em busca de estruturas de betão armado mais duráveis têm-se incentivado o desenvolvimento de vários estudos para avaliar o processo de corrosão e prever a duração de vida útil das estruturas.

Este estudo, foca-se no fenómeno da penetração de cloretos para o interior do betão avaliando a influência da incorporação de um resíduo da indústria petroquímica em substituição parcial de 15%, em massa, de cimento Portland.

O programa experimental compreendeu a avaliação do desempenho deste betão no que diz respeito à proteção física e química da armadura, de maneira a predizer acerca da sua durabilidade, através da determinação da resistência à penetração do ião cloreto.

### Introdução

A presença de cloretos é um dos principais problemas que afetam a durabilidade do betão e aceleram a corrosão das armaduras, condicionando e acarretando consequências ao longo da vida útil das estruturas.

A literatura que aborda a temática da durabilidade, aponta no sentido de grande parte dos casos de degradação de estruturas estar atribuída à corrosão das armaduras por perda da passivação resultante de fenómenos de carbonatação e/ou penetração de cloretos no betão no betão de recobrimento [1].

Ao estudar as causas da corrosão das armaduras, assume-se que a vida útil de uma estrutura de betão armado é repartida por dois períodos [2]: período de iniciação e período de propagação da corrosão.

Neste modelo, o período de iniciação corresponde ao intervalo de tempo em que os agentes agressivos levam a atravessar o betão até atingir a armadura e iniciar a despassivação dando origem aos primeiros danos na estrutura mesmo que impercetíveis. O período de propagação compreende o tempo de evolução da patologia até ser atingido um limite de deterioração inaceitável do ponto de vista da segurança, da funcionalidade ou da estética.

Devido à interação com o meio ambiente, ao qual estão expostas, as estruturas de betão armado sofrem alterações que podem, com o passar do tempo, comprometer a sua estabilidade, funcionalidade e consequentemente o tempo de vida útil.

Neste contexto, importa não descuidar a produção de conhecimento relativo a novas perspetivas e possibilidades de reaproveitamento de um subproduto da indústria, a substituição parcial de cimento Portland por zeólitos (resíduo da indústria petrolífera, oriundo da unidade de *cracking* catalítico de leito fluidizado - catalisador exausto de FCC), que pode agregar à tecnologia de produção de betão e diminuição de consumo de cimento a contribuição para a sustentabilidade.

Com este trabalho, procura-se um objetivo essencial que é o de avaliar propriedades relacionadas com a durabilidade de betões com a incorporação, em simultâneo e em separado, de zeólitos (aluminosilicatos) provenientes da unidade de craqueamento catalítico (FCC) de uma instalação da indústria petroquímica e um inibidor de corrosão comercial.

### Programa experimental

**Betões.** O programa experimental compreendeu o fabrico de um betão de referência (O), com razão água-cimento de 0,70 e 280 kg/m<sup>3</sup> de cimento (CEM I 42,5R). A partir desta composição base, foram preparadas três variantes: uma com 15% (em massa) de zeólitos (Z) em substituição do cimento, uma com a adição de 12 kg/m<sup>3</sup> de inibidor de corrosão (I) e por último, uma com a utilização em utilização em simultâneo de zeólitos e inibidor de corrosão (ZI) na proporção de 15% (em massa) na substituição de cimento e 12 kg/m<sup>3</sup>, respetivamente. As composições destes betões são as indicadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Composições de betão [m<sup>-3</sup>]

Material	O	Z	I	ZI
Cimento I 42.5 R [kg]	280	238	280	238
Brita 14/22 [kg]	456	456	456	456
Brita 8/10 [kg]	486	486	486	486
Areia Grossa [kg]	746	749	746	749
Areia Fina [kg]	121	112	121	112
Água [kg]	194	194	182	182
Muraplast FK 19 [l]	1.95	1.95	1.95	1.95
Zeólito [kg]	-	42	-	42
Inibidor de corrosão [kg]	-	-	12	12

Cada composição foi amostrada em dois lotes (1<sup>a</sup> amostragem e 2<sup>a</sup> amostragem) de quatro amostras cada, perfazendo um total de oito amassaduras realizadas e 24 provetes submetidos a um ensaio de migração em regime não estacionário.

Os provetes ensaiados foram cilindros com 150 mm de diâmetro e 50 mm de altura, obtidos por serragem de cilindros com 300 mm de altura, moldados em laboratório. Os cilindros de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, foram serrados perpendicularmente à geratriz, a partir da face moldada, em fatias de 50 mm de espessura.

Os cilindros originais foram retirados dos moldes 24 horas após a betonagem e conservados em câmara húmida, com temperatura de 20 °C e humidade relativa superior a 95% até aos 7 dias de idade. Após o final da cura foram serrados, processo em que se utilizou água para refrigeração do disco de corte. Logo que as suas faces se apresentavam secas, procedeu-se ao isolamento das superfícies curvas.

Após os procedimentos descritos, os provetes foram conservados em câmara condicionada, com aproximadamente 20 °C e 65% de humidade relativa, até aos 28 dias. Posteriormente, foram embrulhados em película de polietileno e colocados dentro de caixas herméticas onde permaneceram durante aproximadamente 15 meses, até serem ensaiados.

**Método de ensaio da resistência à compressão.** A caracterização mecânica do betão foi feita ao nível da sua resistência à compressão de acordo com a NP EN 12390-3: 2003 [3], com o objetivo de determinar a capacidade resistente dos diferentes betões sob tensão de compressão uniforme.

A determinação da resistência à compressão do betão consiste na utilização de uma prensa, na qual os provetes são ensaiados à rotura. Regista-se a carga máxima suportada pelo provete e calcula-se, de seguida, a resistência à compressão do betão.

O ensaio foi realizado em provetes de forma cúbica com 150 mm de aresta, aos 28 dias idade submetidos a cura húmida. Foram ensaiados 2 provetes de cada betão (Z, I, ZI, O) e de cada amostragem (1ª e 2ª amostragem), o que perfaz um total de 16 provetes ensaiados.

**Método de ensaio da determinação do coeficiente de difusão dos cloretos por migração em regime não estacionário.** Para a determinação do coeficiente de difusão dos cloretos por ensaio de migração em regime não estacionário, foram usados como base, as determinações estabelecidas na Especificação E463 [4]. O equipamento utilizado foi uma fonte de alimentação, com capacidade de fornecimento de voltagem entre 0 – 60 V de corrente contínua (CC) para a aplicação de um diferencial (ddp) e um amperímetro. Estes equipamentos estão associados a duas células em material acrílico, munidas de vedantes de borracha e elementos de fixação, capazes de prender os provetes e de tornar as células estanques, conforme Fig. 1.

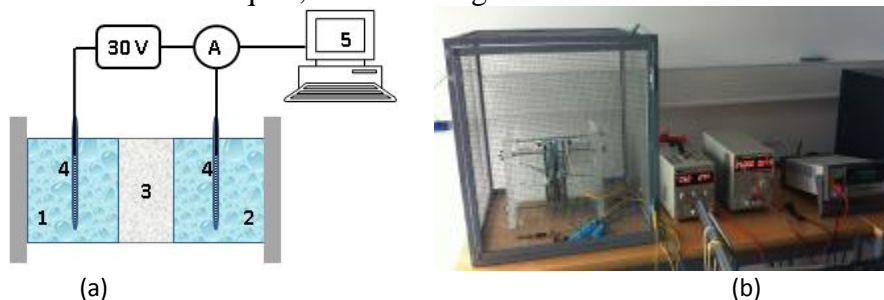


Figura 1 – Esquema de montagem: (a) célula de migração: (1) Solução catódica (10% NaCl), (2) Solução anódica (NaOH 0,3 N), (3) Provette ( $\Phi$  150 mm x 50 mm), (4) Eléctrodo de aço, (5) Monitorização de dados; (b) ensaio

Os provetes de forma cilíndrica, foram previamente impermeabilizados com revestimento epóxi, em toda a superfície lateral, enquanto secos, por forma a garantir assim a adesão à superfície dos provetes e uma conveniente impermeabilização.

Para dar início ao ensaio, coloca-se o provete, previamente saturado em hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ), entre duas células e enche-se uma das células com solução anódica de 0.3N de NaOH (hidróxido de sódio), ou seja, 12 g de NaOH em 1 L de água destilada e lida-se ao pólo positivo. Quanto à outra célula, é preenchida com solução catódica de 10% em massa de NaCl (cloreto de sódio), ou seja, 100 g de NaCl em 900 g de água destilada e liga-se ao pólo negativo da fonte de alimentação.

Liga-se de seguida a fonte de alimentação, com uma voltagem pré-estabelecida de 30 V e regista-se a intensidade de corrente inicial que passa em cada provete. Ajusta-se de imediato a nova voltagem e escolhe-se a duração do ensaio conforme Tabela 2.

Tabela 2 – Diferença de potencial eléctrico e duração do ensaio de migração [4]

Corrente inicial I30V (com 30 V) (mA)	Diferença de potencial aplicada U (após o ajuste) (V)	Nova corrente inicial admissível (mA)	Duração do ensaio t (horas)
$I_0 < 5$	60	$I_0 < 10$	96
$5 \leq I_0 < 10$	60	$10 \leq I_0 < 20$	48
$10 \leq I_0 < 15$	60	$20 \leq I_0 < 30$	24
$15 \leq I_0 < 20$	50	$25 \leq I_0 < 35$	24
$20 \leq I_0 < 30$	40	$25 \leq I_0 < 40$	24
$30 \leq I_0 < 40$	35	$35 \leq I_0 < 50$	24
$40 \leq I_0 < 60$	30	$40 \leq I_0 < 60$	24
$60 \leq I_0 < 90$	25	$50 \leq I_0 < 75$	24
$90 \leq I_0 < 120$	20	$60 \leq I_0 < 80$	24
$120 \leq I_0 < 180$	15	$60 \leq I_0 < 90$	24
$180 \leq I_0 < 360$	10	$60 \leq I_0 < 120$	24
$I_0 \geq 360$	10	$I_0 \geq 120$	6

Após a conclusão do ensaio de migração em regime não estacionário, mede-se a profundidade de penetração do ião cloreto. Para tal, seccionou-se o provete por compressão diametral em duas metades e pulverizaram-se as superfícies com solução de  $\text{AgNO}_3$  0,1M (nitrato de prata).



Este procedimento promoveu a formação de duas regiões bem definidas, uma esbranquiçada formada devido à precipitação de AgCl, que representa a frente de penetração de cloretos que contem cloretos e outra acastanhada, representa a região livre de cloretos (Fig. 2).

**Método de ensaio da medição da resistividade elétrica.** Para as medições de resistividade elétrica em provetes de betão, foi utilizado o mesmo esquema de montagem do ensaio de migração em regime não estacionário e adotados os mesmos procedimentos. Tendo por base a Lei de Ohm (Eq. 1), a diferença de potencial aplicada e a intensidade de corrente medida, obtém-se a resistência elétrica do material. A resistividade elétrica é determinada multiplicando a resistência pela seção e comprimento do provete.

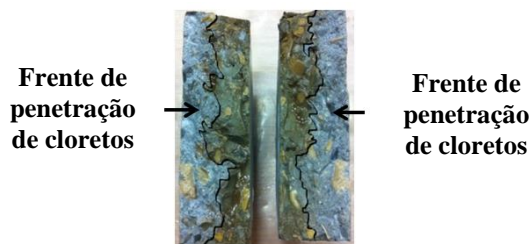


Figura 2 – Provete após ensaio à penetração de cloretos

$$R = \frac{V}{I} \quad (1)$$

Em que:

$R$  é a resistência à compressão do provete [ $\Omega$ ];

$V$  é a diferença de potencial [V];

$I$  é a intensidade de corrente [A]

## Resultados e análise

**Resistência à compressão.** A resistência à compressão é propriedade importante do betão, pois nas estruturas a função deste material é essencialmente resistir aos esforços de compressão enquanto as armaduras têm a função de resistir às tensões de tração.

Com o objetivo de avaliar o comportamento mecânico das misturas de betão produzidas, realizaram-se ensaios de resistência à compressão em provetes cúbicos com 150 mm de aresta. A resistência à compressão de cada provete é dada pela Eq. 2.

$$f_c = \frac{F}{A_c} \quad (2)$$

Em que:

$f_c$  é a resistência elétrica [MPa ou N/mm<sup>2</sup>];

$F$  é a carga máxima [N];

$A_c$  é a área de contato com a superfície (secção transversal do provete cúbico) sobre a qual foi distribuída a força de compressão [mm<sup>2</sup>]

Os resultados obtidos são apresentados na Fig. 3.

Antes de mais, a diferença de valores entre a 1ª amostragem e a 2ª amostragem do betão com zeólitos e inibidor (ZI), atribui-se a um presumível avançado estado de hidratação do cimento utilizado nesta amassadura aquando do fabrico, baixando significativamente a resistência.

Os resultados demonstram um ganho de resistência à compressão nos betões com inibidor de corrosão (I) e uma significativa diminuição no betão com zeólitos (Z) em relação ao betão de referência (O).

Também Brito [5], verificou um decréscimo da resistência à compressão nas argamassas com 15% de incorporação de catalisador exausto de FCC. Nas restantes argamassas, onde a percentagem de incorporação foi de 5% e 10% a resistência aumentou, o que leva a reconsiderar que apesar dos

zeólitos se tratarem de materiais potencialmente pozolânicos, é importante determinar o teor mais adequado de substituição de cimento por este resíduo.

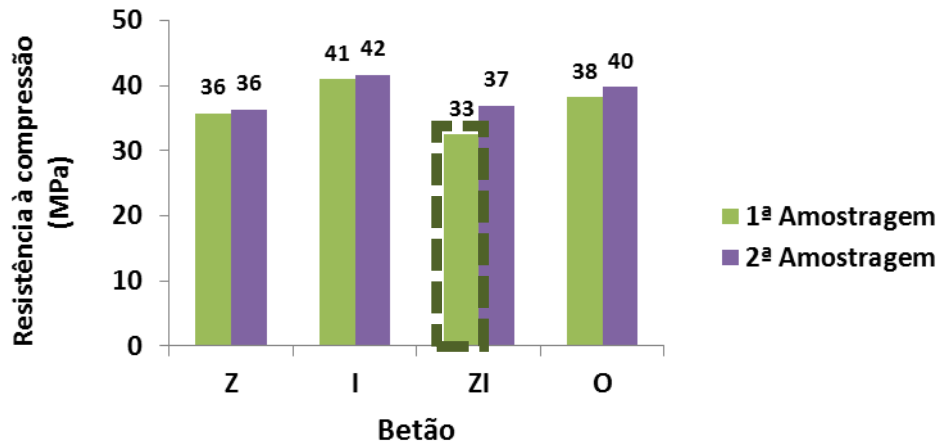


Figura 3 – Resistência à compressão aos 28 dias dos diferentes betões e amostragens.

**Ensaio de migração em regime não estacionário.** A resistência à penetração de cloretos foi avaliada através do ensaio de migração acelerado anteriormente descrito. Através do procedimento experimental utilizado, é possível calcular um coeficiente de difusão em regime não estacionário, a partir da Eq. 3, que se baseia na equação de Nerst-Einstein [6].

$$D = \frac{0,0239 (273 + T)L}{(U - 2)t} \left( x_d - 0,0238 \sqrt{\frac{(273 + T)L x_d}{U - 2}} \right) \quad (3)$$

Em que:

$D$  é o coeficiente de difusão no estado não estacionário [ $\times 10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ ];

$U$  é o valor absoluto da voltagem aplicada [V];

$T$  é o valor médio das temperaturas inicial e final na solução anódica [°C];

$L$  é a espessura do provete [m];

$x_d$  é o valor médio da profundidade de penetração [m];

$t$  é a duração do ensaio [h]

Na Fig. 4, apresentam-se os resultados médios do coeficiente de difusão no estado não estacionário, obtidos experimentalmente, nos diferentes betões e respetivas amostragens.

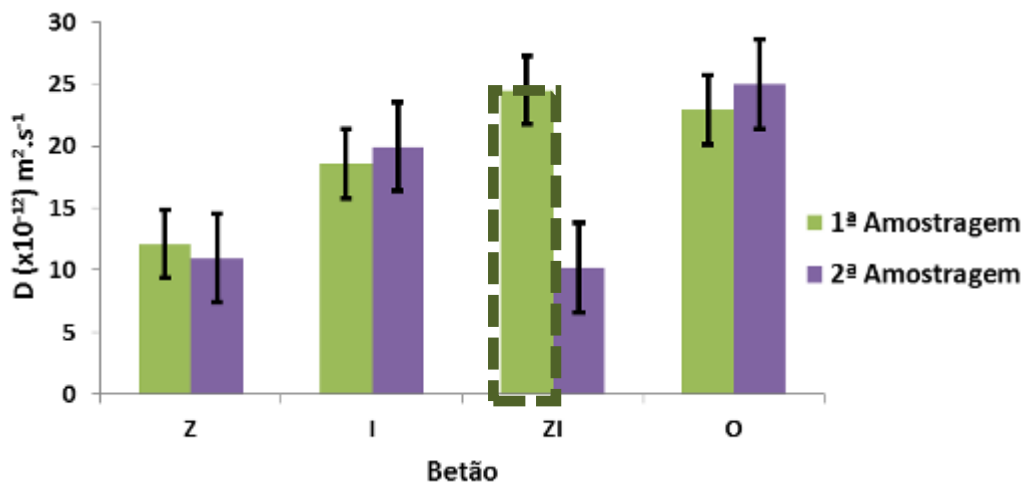


Figura 4 – Coeficiente de difusão de cloretos em regime não estacionário (média e desvio padrão)

De referir, primeiro que tudo, que a diferença de valores entre a 1ª amostragem e a 2ª amostragem do betão com zeólitos e inibidor (ZI), parece tratar-se de uma diferença atípica. O erro observado em conjunto com o baixo valor da resistência à compressão, constatado no respetivo ensaio, leva a

relacionar com o avançado estado de hidratação do cimento utilizado nesta amassadura aquando do fabrico, afetando não só o coeficiente de difusão, bem como resistência à compressão.

Da análise da Fig. 4, observam-se coeficientes de difusão em regime não estacionário no betão com zeólitos (Z) inferiores aos do betão com apenas inibidor, betão (I). Os resultados experimentais, identificam o efeito conjunto de zeólitos e inibidor de corrosão como o comportamento mais satisfatório, no que ao coeficiente de difusão diz respeito, comparativamente com o betão de referência (O).

Assim, o betão com zeólitos (Z) e o betão com zeólitos e inibidor (ZI), apresentam resultados que parecem promissores na validação da utilização da substituição parcial de cimentos por zeólitos.

No ensaio de migração, monitorizando a intensidade de corrente que passa através do provete e a medição da tensão aplicada, é possível determinar a resistividade eléctrica do betão.

Segundo Maia *et al.* [7], a resistividade eléctrica é uma capacidade intrínseca que está relacionada com a capacidade que o betão tem de transportar corrente eléctrica, que depende sobretudo da sua estrutura porosa, da distribuição de água, da concentração iónica na solução intersticial e da temperatura.

Para determinar a resistividade eléctrica durante o ensaio de migração em regime não estacionário e de acordo com Silva *et al.* [8], pode usar-se a Eq. 4.

$$\rho = \frac{V \times A}{I \times L} \quad (4)$$

Em que:

$\rho$  é a resistividade eléctrica [ $\Omega \cdot m$ ];

$V$  é a diferença de potencial [V];

$I$  é a intensidade de corrente [A];

$A$  é a área da superfície do provete, [ $m^2$ ];

$L$  é a distância entre eléctrodos [m].

O valor médio da resistividade eléctrica obteve-se a partir da medição realizada em três provetes por betão e amostragem. Na Fig. 5, apresentam-se os respetivos valores, média e desvio padrão.

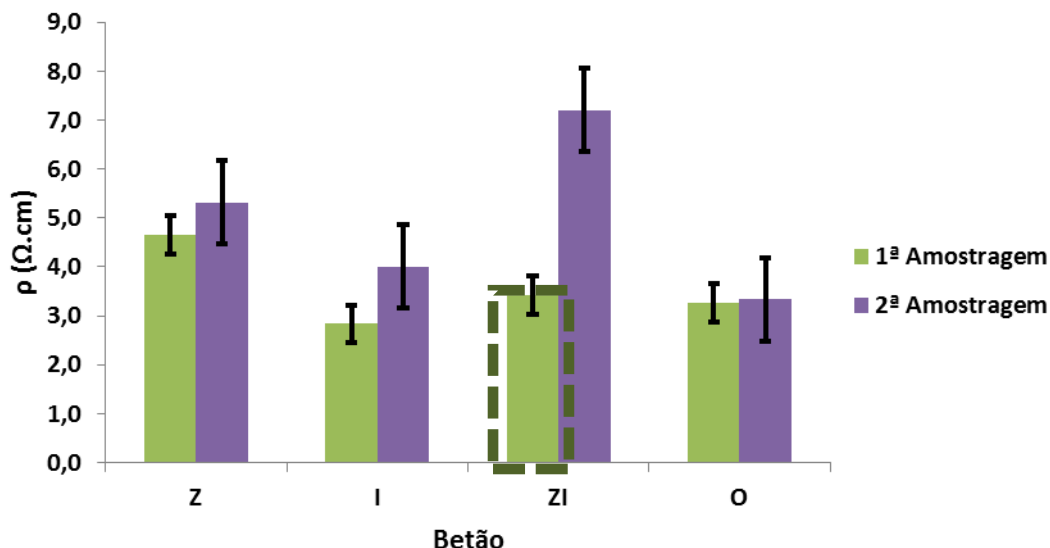


Figura 5 – Resistividade eléctrica dos betões (média e desvio padrão)

Como seria expectável, e tendo por base os resultados do coeficiente de migração de cloretos, a resistividade eléctrica do betão é tanto maior, quanto menor o coeficiente de migração. De acordo com os resultados apresentados, no betão com zeólitos (Z) e no betão da 2ª amostragem do betão com zeólitos e inibidor (ZI), poderá afirmar-se que os zeólitos parecem conferir ao betão uma microestrutura mais densa [9] e uma diminuição da quantidade de água presente nos poros, conduzindo a um aumento de resistividade eléctrica.

Na Fig. 6, avalia-se a relação entre a resistividade elétrica com o coeficiente de migração em regime não estacionário.

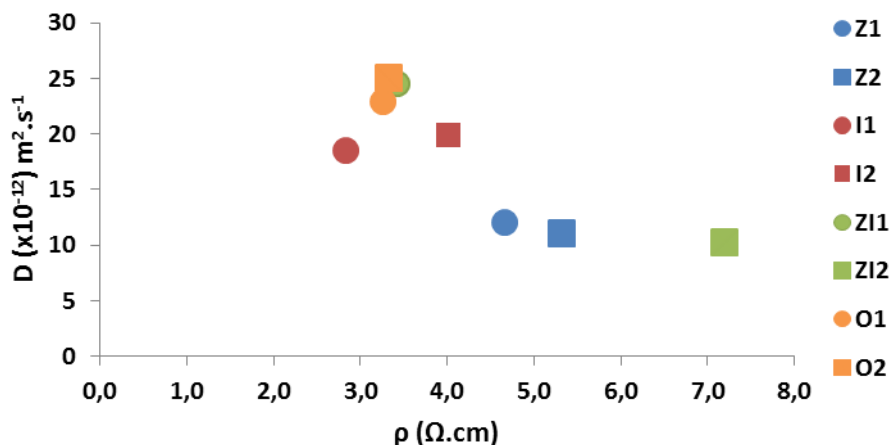


Figura 6 – Resistividade elétrica vs. coeficiente de difusão em regime não estacionário

Da análise da relação da resistividade elétrica com o coeficiente de migração do ião cloreto, verifica-se que é seguido, o padrão tendencial, verificado também por Andrade *et al.* [10], quanto maior a resistividade elétrica menor o coeficiente de migração de cloretos.

Apresenta-se de seguida, na Fig. 7, a análise da variação do valor de resistividade elétrica com o valor determinado de resistência à compressão aos 28 dias.

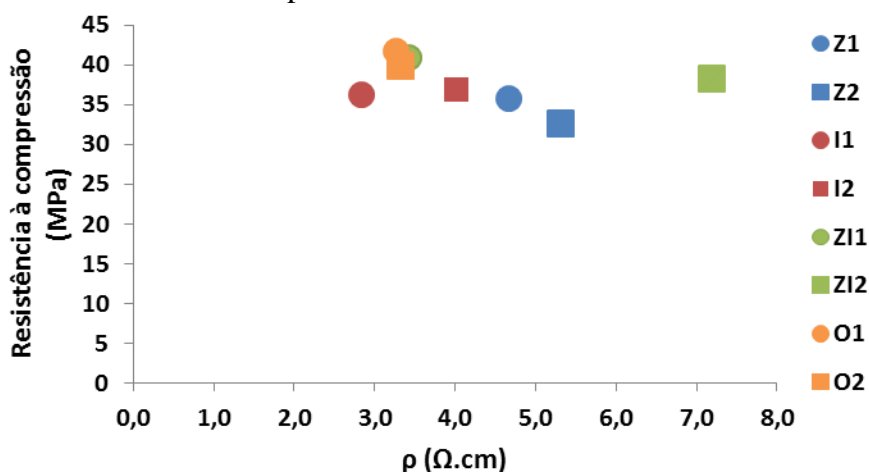


Figura 7 – Análise da variação da resistividade elétrica vs. resistência à compressão aos 28 dias

Observa-se uma ligeira tendência, para o aumento da resistividade elétrica com a diminuição da resistência à compressão. Esta tendência também foi verificada por Zhang *et al.* [11], no seu estudo com cinzas volantes.

## Conclusão

O ensaio de migração de cloretos parece ser um excelente contributo para caracterizar a qualidade dos betões na evolução da penetração do ião cloreto para o interior do betão [12]. A metodologia de previsão através da resistividade elétrica, aparenta ter interesse prático ao permitir avaliar ao longo do tempo parâmetros de durabilidade do betão, minimizando reparações e maximizando a vida útil das estruturas de betão armado [8].

Com os resultados obtidos, é possível concluir que a substituição de cimento Portland por zeólitos coadjuvada, ou não, pelo uso de inibidor de corrosão, melhora o comportamento do betão face à ação do ião cloreto, podendo assim reduzir emissões de CO<sub>2</sub> associadas ao fabrico do cimento e contribuir, de uma maneira geral, para a sustentabilidade da construção.

Com estudos complementares [13-19], foi ainda possível concluir pela viabilidade da substituição parcial de cimento por zeólitos, do ponto de vista da permeabilidade ao ar, da absorção capilar e dos

parâmetros eletroquímicos, bem como no que diz respeito ao desempenho face à ação do CO<sub>2</sub>, ainda que neste último, coadjuvada pelo inibidor de corrosão.

Ainda, estudos de Morozov *et al.* [19] em argamassas, destacam a atividade pozolânica do resíduo exausto de FCC e contributos na aceleração dos processos de hidratação, o aumento da resistência e diminuição da porosidade. Também Chan *et al.* [20], constataram que os zeólitos apresentam propriedades pozolânicas no seu estudo comparativo de betões com incorporação de zeólitos, sílica ativa e cinzas pulverizadas.

Refira-se contudo, que a campanha experimental debruçou-se sobre uma das áreas específicas da aplicação de zeólitos pouco harmonizada. Não obstante, os resultados obtidos foram promissores, permitindo abrir novas linhas de investigação que certamente possibilitarão contribuir para o avanço do conhecimento nesta área e em temas de crucial relevância como a prevenção da corrosão nas estruturas de betão armado.

Em suma, a análise dos resultados, sugere a valorização e utilização de materiais zeolíticos com potencialidades no sector da construção, contribuindo para a sustentabilidade dos recursos.

## Referências

- [1] Brühwiler, E. and P. Mivelaz, *From corrosion of Existing to durability of new concrete structures*, R.d.J. LIABSE Symposium, 1999.
- [2] Tuutti, K., *Corrosion of steel in concrete*, 1982, Swedish Cement and Concrete Research Institute: Stockholm.
- [3] IPQ, *NP EN 12390-3:2003 Ensaio de betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão de provetes de ensaio*, 2003.
- [4] LNEC, *E 463 Betões. Determinação do coeficiente de difusão dos cloretos por ensaio de migração em regime não estacionário*, 2004.
- [5] Brito, N.J.P., *Efeito da incorporação de resíduo da indústria petrolífera na durabilidade de argamassas de reparação de estruturas de betão*, in *Área Departamental de Engenharia Civil 2013*, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa: Lisboa.
- [6] Tang, L., L. Nilsson, and L.-O., *Chloride diffusivity in high strength concrete at different ages*. Nordic Concrete Research, 1992. **11**: p. 162-171.
- [7] Maia, L., et al., *Influence of shrinkage reducing admixtures on distinct SCC mix compositions*. Construction and Building Materials, 2012. **35**(0): p. 304-312.
- [8] Silva, P.C., R.M. Ferreira, and H. Figueira, *Medições de resistividade elétrica avaliada em provetes de betão: influência do método de ensaio e das condições de cura*, E.N.E.-. BE2012, 2012: FEUP.
- [9] Güneyisi, E., et al., *Estimation of chloride permeability of concretes by empirical modeling: Considering effects of cement type, curing condition and age*. Construction and Building Materials, 2009. **23**(1): p. 469-481.
- [10] Andrade, C., et al., *Testing and modelling chloride penetration into concrete*. Construction and Building Materials, 2013. **39**(0): p. 9-18.
- [11] Zhang, W.-m., H.-j. Ba, and S.-j. Chen, *Effect of fly ash and repeated loading on diffusion coefficient in chloride migration test*. Construction and Building Materials, 2011. **25**(5): p. 2269-2274.
- [12] Yang, C.C., S.W. Cho, and R. Huang, *The relationship between charge passed and the chloride-ion concentration in concrete using steady-state chloride migration test*. Cement and Concrete Research, 2002. **32**(2): p. 217-222.

- [13] Neves, R., C. Vicente, and A.S. Castela, *Assessment of the influence of zeolites and corrosion inhibitors on concrete air permeability using statistical tests*, 2013: 7th Workshop on Statistics Mathematics and Computation, Abstracts Book, Tomar.
- [14] Vicente, C., R. Neves, and A.S. Castela, *Recycling of zeolites on concrete production. Influence on concrete carbonation resistance*, E.E.a.M. International Congress on Energy, Complete Communications, e-Book ISBN 978-989-98406-4-5, Lisbon, Portalegre Polytechnic Institute & Extremadura University, 2013.
- [15] Vicente, C., et al., *Influence of the zeolites and corrosion inhibitor in the concrete durability*, E. European Corrosion Congress, CD-ROM, Estoril, 2013.
- [16] Castela, A.S., C. Vicente, and R. Neves, *Encapsulated inhibitor in zeolites particles as additive for concrete aiming the rebar corrosion protection*, E. European Corrosion Congress, CD-ROM, Estoril, 2013.
- [17] Vicente, C., R. Neves, and A.S. Castela, *Influence of zeolite particles and inhibitor as additive for concrete in the rebar corrosion protection*, e-inov. 3rd Forum on Electrochemistry and Innovation, p. 45, Vila Real, 2013.
- [18] Vicente, C., R. Neves, and A.S. Castela, *Reutilização de zeólitos com inibidores de corrosão no fabrico de betão. Estudo do efeito na corrosão do betão*, C.c. 10ª Conferência Nacional do Ambiente/XII Congresso Nacional de Engenharia do Ambiente, Atlas da 10ª Conferência Nacional do Ambiente, ISBN: 978-989-98673-0-7, Departamento de Ambiente e Ordenamento e Universidade de Aveiro, Aveiro, 2013.
- [19] Morozov, Y., et al., *Chloride-induced corrosion behavior of reinforcing steel in spent fluid cracking catalyst modified mortars*. Cement and Concrete Research, 2013. **47**(0): p. 1-7.
- [20] Chan, S.Y.N. and X. Ji, *Comparative study of the initial surface absorption and chloride diffusion of high performance zeolite, silica fume and PFA concretes*. Cement and Concrete Composites, 1999. **21**(4): p. 293-300.



## Betão auto-compactável eco-eficiente de reduzido teor em cimento com incorporação de elevado volume de cinzas volantes e metacaulino

Marcos A. S. Anjos<sup>1a</sup>, Aires Camões<sup>2b</sup> e Carlos Jesus<sup>2c</sup>

<sup>1</sup>Departamento de Construção Civil, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte, Campus-Natal, Tirol, P – 59056-000 Natal, RN, Brasil

<sup>2</sup>C-TAC, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Minho, Campus de Azurém, 4800-058 Guimarães, Portugal

[marcos.anjos@ifrn.edu.br](mailto:marcos.anjos@ifrn.edu.br); [aires@civil.uminho.pt](mailto:aires@civil.uminho.pt); [cjesus@civil.uminho.pt](mailto:cjesus@civil.uminho.pt)

**Palavras-chave:** Betão eco-eficiente, cinzas volantes, adições minerais, cal.

**Resumo.** A produção de betão assume um papel muito importante na indústria da construção uma vez que mais de 10 biliões de toneladas são produzidas anualmente, sendo a indústria do cimento responsável pela emissão de cerca de 7% das emissões de CO<sub>2</sub> para a atmosfera. Portanto, a produção de betões auto-compactáveis (BAC) eco-eficientes, contendo baixos teores de cimento na sua formulação, contribuirá para a sustentabilidade das construções devido à redução do uso de cimento portland, ao aproveitamento de resíduos industriais, para além da minimização da energia necessária para a sua colocação e compactação. Neste contexto, o presente trabalho pretende avaliar a viabilidade da produção de BAC com baixos teores de cimento através da determinação das propriedades no estado fresco e endurecido de betões com elevado volume de cinzas volantes (CV) e metacaulino (MK). Para tanto foram formuladas 6 composições de betões tendo como base duas referências fabricadas com 300 e 500 kg/m<sup>3</sup> de cimento, sendo analisada a sua substituição por: 60% de CV e 50% de CV mais 20% de MK, além da adição de cal hidratada nestes dois traços com adições. Para avaliar a auto-compactabilidade foram realizados testes de espalhamento, T<sub>500</sub>, Anel-J, Funil-V e Caixa-L, tendo sido determinada a resistência à compressão aos 3, 7, 14, 21 e 28 dias. Os resultados mostraram que é possível produzir BAC com baixos teores de cimento através do recurso a elevados teores de adições minerais, atendendo aos requisitos reológicos para a auto-compactabilidade, com resistências moderadas de 25 a 30 MPa.

### Introdução

O betão auto-compactável deve atender a características rigorosas de coesão, habilidade passante e de preenchimento, sem o uso de vibração mesmo em estruturas densamente armadas. Para isto é imprescindível obter um betão com alta fluidez e estabilidade, sendo necessário compatibilizar as quantidades de aditivos superplastificantes e de finos afim de atender as exigências deste tipo de betão.

O desenho ideal de um betão auto-compactável (BAC) é um compromisso entre dois objectivos conflitantes. Por um lado, BAC tem de ser tão fluido quanto possível para garantir que ele vai encher a cofragem sob o seu próprio peso, mas por outro lado, tem que ser um mistura estável para evitar a segregação de sólidos durante o fluxo [1-2]. O primeiro é assegurada pela utilização de superplastificante e/ou modificadores de viscosidades, enquanto que o último é conseguido através da selecção de uma quantidade apropriada de adições em pó, isto é, cimento e materiais de reposição, normalmente adições minerais, e por um equilíbrio adequado entre os sólidos e líquidos na mistura [3].

A capacidade de auto-compactabilidade do BAC é regida de maneira simultânea pela deformabilidade e resistência à segregação. A deformabilidade depende, essencialmente, de uma



tensão mínima necessária para que o concreto flua e de uma moderada viscosidade, que impede o contacto entre os agregados, evitando o bloqueio, caracterizada pela viscosidade plástica. A resistência à segregação que representa a estabilidade da mistura depende da moderada viscosidade plástica. Essas características descrevem o comportamento reológico dos betões frescos que correspondem, em primeira aproximação, ao modelo plástico de Bingham [4], no entanto ensaios que medem tensão de cisalhamento e viscosidade plástica são de difícil acesso e normalmente impraticáveis para betões em obras, desta forma utiliza-se de medidas indirectas para essas propriedades.

A produção de betão tem papel importante para a sustentabilidade das construções uma vez que mais de 10 bilhões de toneladas são produzidas a cada ano, sendo a indústria de cimento responsável pela emissão de cerca de 7% das emissões de dióxido de carbono para a atmosfera [5].

O estudo de betões eco-eficientes ou betões sustentáveis tem despertado interesse crescente entre as principais publicações recentes sobre o betão, tanto que P. C. Aïtcin questiona se seria possível eliminar o cimento Portland para a produção de betões e responde: “porque não”, com a ressalva que isso não irá acontecer tão breve, mais é possível [6].

Portanto, a produção de betões auto-compactáveis eco-eficientes que utilizam baixos teores de cimento na sua formulação, são importantes aliados para a sustentabilidade das construções devido a redução do uso de cimento Portland, o aproveitamento de resíduos industriais e agro-industriais, redução de ruídos, além da minimização do uso de energia para colocação e compactação.

## Metodologia

**Materiais.** Os betões foram produzidos com cimento Portland CEM I 42.5 (C), cinza volante (CV) classe B de acordo com a NP EN 450-1 [7], metacaulino (Mk), cal hidratada (CH), agregado miúdo e graúdo com dimensões máximas de 4 mm e 16 mm respectivamente, água e um superplastificante a base de policaborxilato (Glenium Sky 27). A tabela 1 e a figuras 1 apresentam a composição química dos materiais constituintes dos betões.

A figura 2 mostra a morfologia da CV onde se verifica as partículas esferas sólidas de sílica em diferentes tamanhos, assim como a presença de plerosferas, características típicas da CV. Os grãos predominantemente esféricos e com diâmetros inferiores ao do cimento utilizado tendem a facilitar a mobilidade do betão auto-compactável [8], assim como a capacidade de retenção de água dos BAC com esse material, reflectida na menor exsudação.

Foram produzidos seis composições de betões, como mostra a tabela 2. A definição destes traços partiu de betões com elevados volumes de cinza volante anteriormente estudados por Camões [2] os quais sofreram algumas adequações em suas composições afim de atender aos critérios de betão auto-compactável.

O teor de argamassa seca da mistura (ARG%), eq. 1, foi o único parâmetro ajustado afim de procurar atender a auto-compactação, pois no trabalho de Camões [2] este teor era de aproximadamente 53% e nos betões auto-compactáveis (BAC) este valor deve variar de 60 a 65%, neste trabalho foi usado um teor de argamassa de 61% para adequação dos traços.

$$ARG \% = \frac{(L+AM)}{(L+AM+AG)} \quad (1)$$

Onde:

L= ligante total; AM = areia; AG= agregado graúdo, referentes ao traço unitário em massa.

O traço com 300 kg de cimento por m<sup>3</sup> de betão (L300) foi produzido apenas para efeito comparativo das propriedades mecânicas deste com os demais betões com elevados teores de adição, portanto não se tem a pretensão de que esta formulação atenda aos critérios de auto-compactação.

Tabela 1: Composição química do cimento (C), da cinza volante CV e do metacaulino (Mk)

Material	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	PF
C (%)	19.92	4.36	3.51	62.92	1.83	2.86	-	-	3.12
CV (%)	48.61	23.79	7.91	3.06	2.07	0.40	0.78	3.78	2.64
Mk (%)	47.00	37.10	1.30	0.10	0.15	-	0.20	2.00	12.75

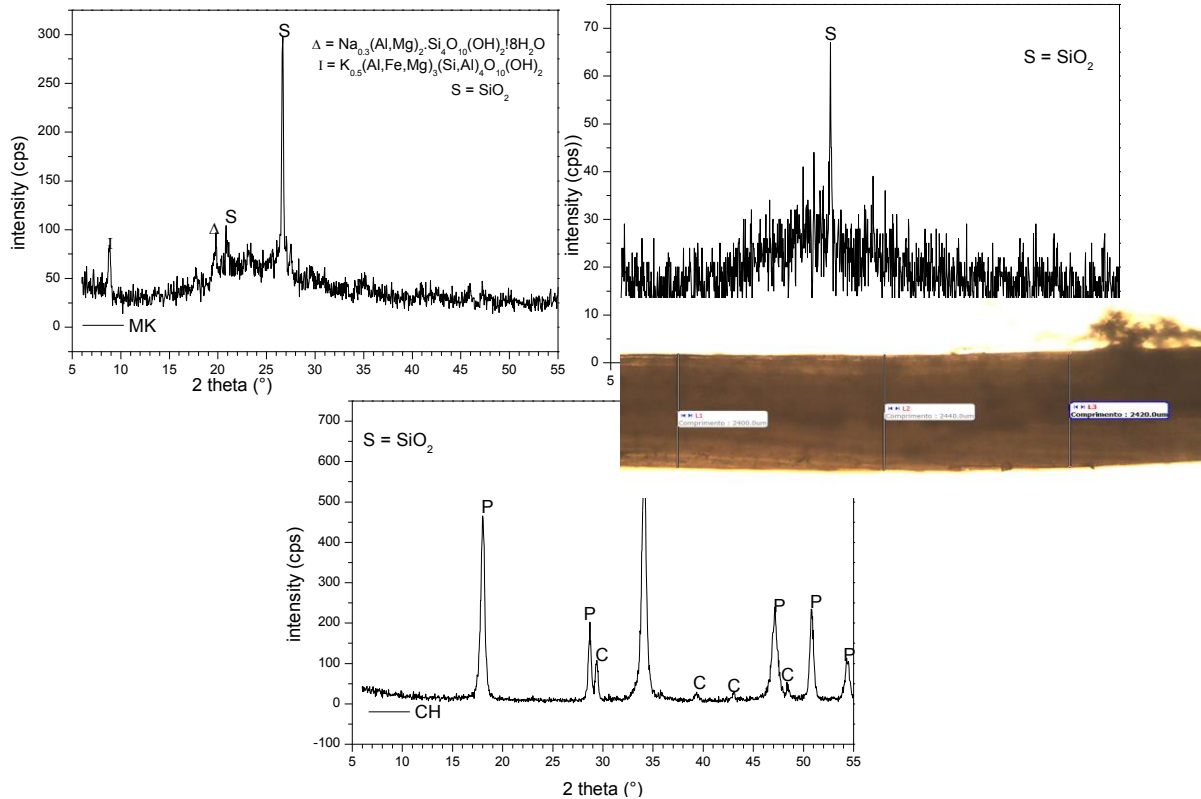


Fig 1. DRX da cinza volante (CV-Es), metacaulino (MK) e cal hidratada (CH)

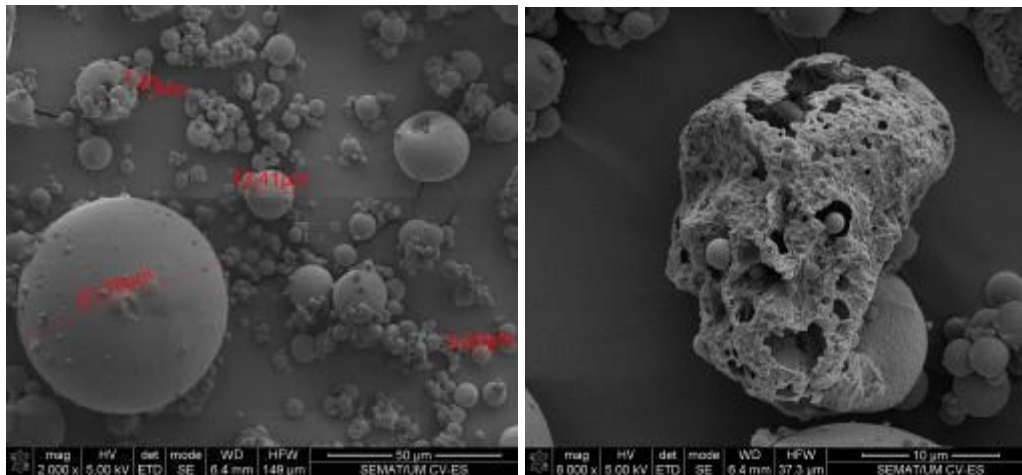


Fig. 2. Microscopia electrónica de varrimento das cinzas volantes

## Métodos

**Estado fresco.** Os betões foram produzidos em misturadores de eixo vertical tendo sido produzido em cada amassadura um volume de 0.087 m<sup>3</sup>. Após a mistura os betões foram testados quanto a adaptação a auto-compactação.

Betões para serem classificados como auto-compactáveis devem atender aos requisitos de fluidez, viscosidade, habilidade passante e resistência à segregação. Neste trabalho foram realizados os testes de slump flow (T500 e espalhamento), J-ring, V-funnel e L-box com 3 barras, figura 3, seguindo as recomendações da EFNARC [9].

Tabela 2: Composições dos betões

	L500	L300	CV	CVCH	CVMK	CVMKCH
Cim (kg/m <sup>3</sup> )	500	300	200	200	150	150
Mtk (kg/m <sup>3</sup> )	-	-	-	-	100	100
CV (kg/m <sup>3</sup> )	-	-	300	300	250	250
CH (kg/m <sup>3</sup> )	-	-	-	25	-	25
AM – Agregado Miúdo (kg/m <sup>3</sup> )	870	1053	870	870	870	870
AG - Agregado Graúdo (kg/m <sup>3</sup> )	880	867	880	880	880	880
água (kg/m <sup>3</sup> )	200	180	170	170	170	170
Glenium Sky 27 (kg/m <sup>3</sup> )	13,0	7,8	9	9,6	9,6	12,3
Ligante (CIM+CV+Mtk+CH)	500	300	500	525	500	525
Teor de argamassa do traço	60,9%	60,9%	60,9%	61,3%	60,9%	61,3%



Fig. 3. Testes no estado fresco

O volume de concreto produzido possibilitou a moldagem em uma única mistura de: 45 moldes cúbicos de 100 mm de aresta, 2 moldes cúbicos de 150 mm de aresta, 6 moldes cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura e duas vigotas com dimensões de 600x150x700 mm.

**Estado endurecido.** Após a moldagem os provetes foram deixados nos moldes durante dois dias, em seguida foram desmoldados e colocados em cura húmida por imersão em água a uma temperatura de aproximadamente  $20 \pm 2^\circ\text{C}$ , sendo retirados 3 provetes de cada composição após 3, 7, 14, 28 e 90 dias de cura para determinação da resistência à compressão.

## Resultados e discussões

**Parâmetros de dosagem.** A tabela 3 apresenta os parâmetros de dosagem dos traços de betões auto-compactáveis com reduzidos teores de cimento (BAC-RTC) e dos betões tomados como referências (L500 e L300), calculados a partir dos traços descritos na tabela 1, comparando com os parâmetros especificados na EFNARC [9].

Tabela 3: Parâmetros de dosagem dos traços

	Finos (kg/m <sup>3</sup> )	Pasta (l/m <sup>3</sup> )	água (l/m <sup>3</sup> )	AG (kg/m <sup>3</sup> )	AM (% em peso do total de agregados)	Razão água/finos (l/m <sup>3</sup> )
L500	500	360,26	200	880	49,7	1,25
L300	500	276,15	180	867	54,8	1,87
CV	500	358,07	170	880	49,7	0,90
CVCH	525	369,23	170	880	49,7	0,85
CVMK	500	359,84	170	880	49,7	0,90
CVMKCH	525	371,00	170	880	49,7	0,85
<b>EFNARC</b>	<b>380-600</b>	<b>300-380</b>	<b>150-200</b>	<b>750-1000</b>	<b>48-55</b>	<b>0,85-1,1</b>

A definição dos traços de BAC-RTC partiu da premissa de adequação de um traço já estudado em pesquisas anteriores [2], procurando atender apenas o teor de argamassa (60 a 65%), e o teor de finos (>500 kg/m<sup>3</sup>), após os cálculos para encontrar o novo traço, se verificou que com o ajuste do teor de argamassa para 61%, o traço encontrado atendeu a todos os parâmetros de dosagem especificados pela EFNARC em destaque na tabela 2.

Segundo Cuenca et al [10] não há diretrizes fixas ou um método exacto para determinar a composição de betão auto-compactável, embora existam vários critérios de dosagem que podem servir de guia como no caso da EFNARC.

Portanto, os parâmetros de teor de argamassa e de finos podem ser suficientes para definição de traços de betões auto-compactáveis quando associados a qualquer outro método de dosagem, já que o objectivo dos métodos de dosagem é o de garantir que o concreto atenda aos critérios de trabalhabilidade, resistência e durabilidade. No caso dos BAC o critério de trabalhabilidade passa a ser as propriedades de auto-compactação, que são função da relação da relação água/materiais finos e aditivo superplastificante que promovem a fluidez e viscosidade adequada.

**Propriedades no estado fresco.** As propriedades de fluidez, capacidade de enchimento, viscosidade e habilidade passante dos betões auto-compactáveis com reduzidos teores de cimento (BAC-RTC) foram determinadas pelos ensaios de slump flow, T500, V-funnel, J-ring e L-box e são mostradas na tabela 4, a tabela 5 apresenta a classificação desses betões segundo as especificações da EFNARC.

Tabela 4: Propriedades dos betões no estado fresco

Mix Id	Slump-flow		J-ring		V-test	L-box
	T500 (s)	Slump-flow (mm)	T500 (s)	Slump-flow (mm)	Tempo (s)	H2/H1
L500	1.67	625	obstruiu		4.6	0.75
L300	4.2	500	obstruiu		*	*
CV	1.85	700	2.23	700	4.8	0.86
CVCH	2.11	700	2.77	700	12,0	1,00
CVMK	3.15	670	3.43	615	13.9	0.92
CVMKCH	2.63	700	3.89	695	12.8	0.89

\* Não Realizado

Tabela 4: Classificação dos betões no estado fresco segundo EFNARC.

	L500	L300	CV	CVCH	CVMK	CVMKCH
Classe de fluidez	SF1	*	SF2	SF2	SF2	SF2
Classe de viscosidade	VS1/VF1	*	VS1/VF1	VS2/VF2	VS2/VF2	VS2/VF2
Habilidade passante	PA1	*	PA2	PA2	PA2	PA2

**Fluidez e viscosidade.** Os parâmetros que definem a fluidez e a viscosidade dos betões podem ser calculados por  $\Gamma_c$  e  $R_c$ , eq. 2 e eq. 3, que definem parâmetros de deformabilidade do concreto e viscosidade, respectivamente [11], estes parâmetros foram calculados para os BAC-RTC e são apresentados na figura 4.

$$\Gamma_c = \frac{(Sfl_1 * Sfl_2 - Sfl_0^2)}{Sfl_0^2} \quad (2)$$

$$R_c = \frac{10}{t} \quad (3)$$

Onde:  $Sfl_1$  e  $Sfl_2$  = medidas de slump flow (mm) e  $t$  = tempo de escoamento no V-funnel.

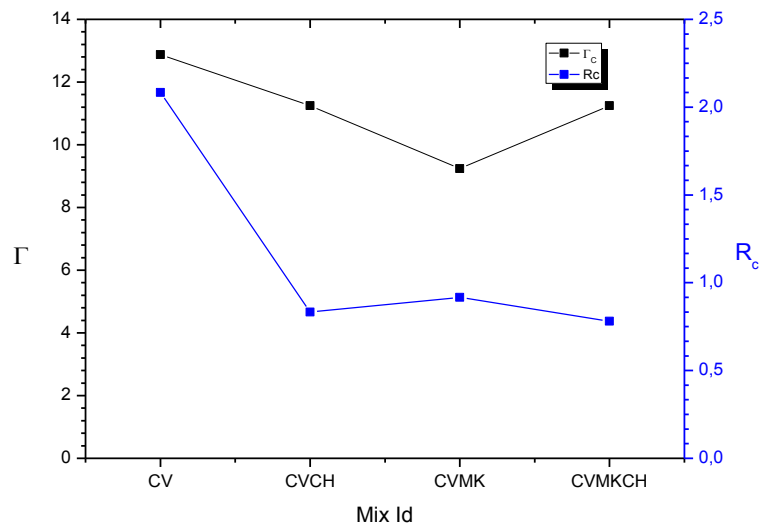


Fig. 4. Parâmetros de deformabilidade ( $\Gamma_c$ ) e a viscosidade ( $R_c$ )

Os betões CVCH, CVMK e CVMKCH são classificados segundo EFNARC como VS2/VF2 quanto a viscosidade, no entanto verifica-se na figura 4 que os betões CVCH e CVMKCH apresentam viscosidades iguais de acordo com o parâmetro  $R_c$ , já os traços CV e CVMK apresentam viscosidades diferentes, o que demonstra que o parâmetro  $R_c$  é mais sensível a mudanças de viscosidades.

A viscosidade é um parâmetro influenciado pela dosagem de aditivo superplastificante e pelo teor de finos das misturas, o que demonstra a importância da determinação da sinergia entre cimento + adições minerais + aditivo e da relação água/materiais finos.

A definição do teor de superplastificante adequado para cada mistura de betão depende da compatibilidade do cimento-aditivo, em muitos trabalhos sobre BAC esse teor é determinado experimentalmente, tendo sido relatado valores desde 0.6 a 4% sobre a massa do cimento [1, 3, 12]. Quanto ao parâmetro fluidez ( $\Gamma_c$ ), que denota a deformabilidade do concreto no estado fluido verifica-se CVMK apresentou-se menos deformável, ou seja, com maior coesão, fato verificado na avaliação visual. Todos os traços apresentam mesma classificação quanto fluidez (SF2), segundo a EFNARC, embora o CVMK tenha se apresentado mais coeso, o que indica que o parâmetro  $\Gamma_c$  proposto por Okamura e Ouchi [11] é mais preciso na determinação da deformabilidade e portanto aconselhável para avaliação de traços com classificações semelhantes segundo EFNARC.

Nenhum dos BAC-RTC apresentou segregação após os ensaios ou durante a parada da mistura, apenas o traço CV apresentou ligeira exsudação nas bordas do concreto após o ensaio de slump flow. Sabe-se que betões com elevados teores de cinza volantes apresentam-se com elevada coesão [13], no entanto o uso de aditivos superplastificante em excesso pode causar o fenómeno de exsudação.

A viscosidade é determinada indirectamente pelo V-funil e T500 juntos e são classificadas através das siglas VS1 ou VS2 determinadas pelo T500 e VF1 e VF2 pelo V-funil. O valor do tempo obtido não mede a viscosidade do BAC, mas está relacionada com esta propriedade e descreve a taxa de fluxo, assim como o parâmetro  $R_c$ .

Verifica-se que os traços CVCH, CVMK e CVMKCH são da classe VS2/VF2, pois apresentaram T500 > 2 seg e V-funil entre 9 e 25 seg, enquanto o CV é classificado com VS1/VF1. Segundo a EFNARC os BAC VS1/VF1 tem boa capacidade de enchimento, mesmo com estruturas densamente armadas, no entanto é mais susceptível a exsudação e a segregação, fato verificado no traço CV.

Os traços CV e CVCH estão na mesma classe de fluidez medida no slump flow (SF2), porém apresentam viscosidade diferentes, VF1 e VF2 respectivamente, isto é justificado pela inclusão de

cal (CH), que aumenta o teor de finos na mistura e consequentemente torna a mistura mais viscosa, e portanto mais estável, evitando assim a exsudação comentada anteriormente do traço CV.

Os traços CVMK e CVMKCH estão classificados nas mesmas classes de fluidez (VS2) e viscosidade (VS2/VF2), esta classe de fluidez apresenta melhor resistência à segregação, no entanto pode ter efeitos negativos no acabamento superficial e sensibilidade ao tempo de aplicação.

**Habilidade passante.** A habilidade passante foi determinada através dos ensaios de L-box com três barras e J-ring, estes ensaios descrevem capacidade da mistura fresca em fluir através de espaços confinados e aberturas estreitas tais como as áreas de reforço, sem segregação ou perda de uniformidade e sem causar o bloqueio.

Todos os traços de BAC-RTC foram classificados no ensaio de L-box como PA2, segunda a EFNARC [9], o que indica que a relação de bloqueio é superior a 0,8, como mostra a figura 5.

O resultado de espalhamento no ensaio J-ring também indica habilidade passante, segundo a NBR 15823-3 [14] e ASTM C1621 [15], quando comparado com os resultados de slump flow. Quando a diferença de espalhamento entre esse dois ensaios é menor que 25 mm indicam ausência de bloqueio (PJ1), caso dos betões CVCH, CVMK e CVMKCH, já quando a diferença está entre 25 e 50 mm indica mínimo bloqueio visível (PJ2), caso do betão CV, que obteve essa classificação devido a leve exsudação verificada.

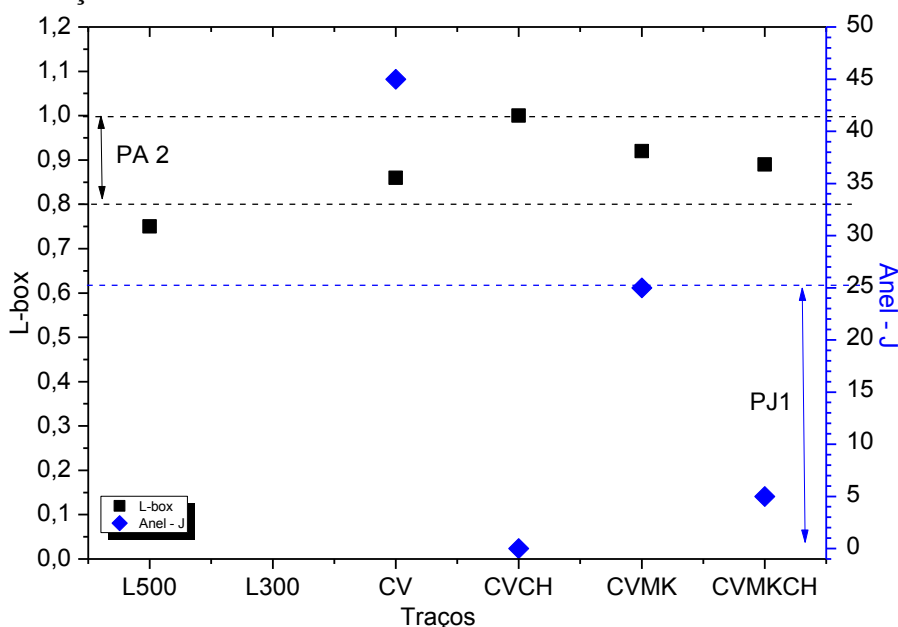


Fig. 5. Classificação da habilidade passante

A segregação e a baixa capacidade de passagem, agindo independentemente, ou uma combinação das duas, podem causar o bloqueio do concreto, esses fatos não foram verificados nos BAC em análise, a não ser uma ligeira exsudação no traço CV que ocasionou uma menor relação de bloqueio (0,85) em relação aos demais BAC analisados, assim como pôde ser verificado no traço L300 que apresentou alta fluidez (VS1) com tendência a segregação após os ensaios, acarretando também menor relação de bloqueio, caracterizando incapacidade de auto-compactação.

Portanto, verifica-se a influência de um parâmetro sobre o outro, reflectindo assim na capacidade de auto-compactação que é regida simultaneamente pelos parâmetros de deformabilidade e resistência à segregação, que podem ser caracterizados pela viscosidade.

#### Propriedades no estado endurecido.

**Resistência à compressão.** A variação da resistência à compressão dos BAC com a idade de cura húmida a  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  é mostrada na figura 6 caracterizando a evolução das resistências com tempo, verifica-se que os traços CV, CVMK, CVCH e CVMKCH apresentaram resistências à compressão aos 28 dias de 32,6, 27,8, 40,9 e 40,0 MPa, respectivamente, o que confirma a aplicabilidade destes betões em construções cujas resistências exigidas para os betões sejam as classes C25 a C40, mesmo com consumo de cimento da ordem de 200 a  $150 \text{ kg/m}^3$ .

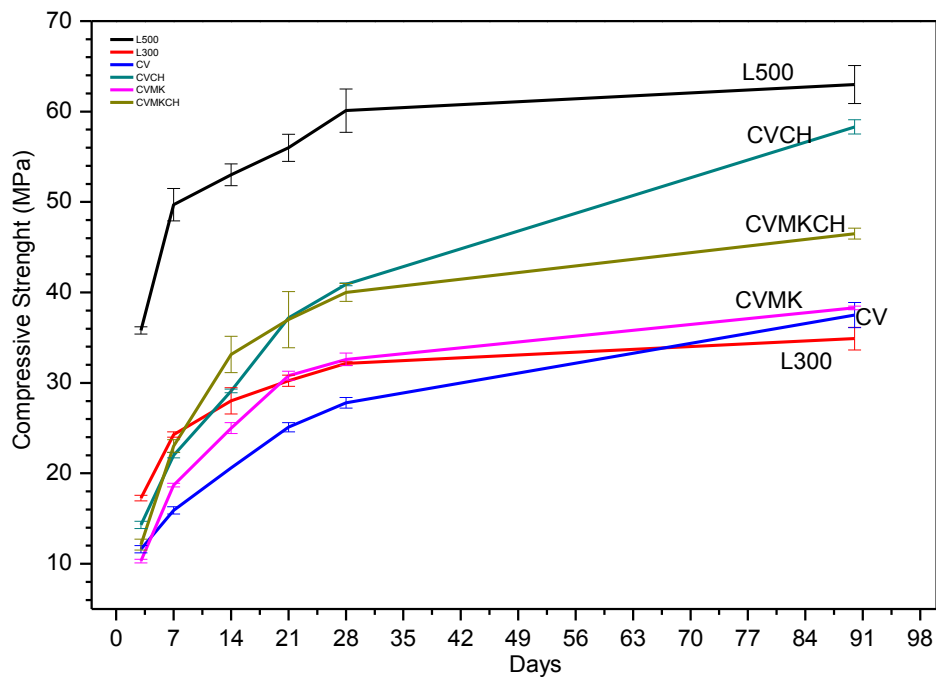


Fig. 6. Evolução das resistências à compressão com a idade

Nota-se a importância dos BAC para a sustentabilidade das construções uma vez que se pode atingir resistências superiores a 30 MPa aos 28 dias em betões com redução de 60 a 70% do consumo de cimento em relação ao traço de BAC de referência L500 ( $500 \text{ kg/m}^3$ ), e ainda resistências superiores a betões convencionais com consumo de cimento  $300 \text{ kg/m}^3$  (L300) mesmo com reduções de 33.3% e 50% em relação ao consumo de cimento do L300. Aliando a isto os benefícios dos betões auto-compactáveis como maior produtividade de produção, menor nível de ruídos nas construções, redução do problemas associados a vibração, além de ganhos de durabilidade pelo uso das adições minerais.

De posse dos resultados no estado fresco e endurecido pode-se caracterizar os BAC-RTC analisados neste trabalho como betões de alto desempenho, visto que segundo Mehta [13] betões de alto desempenho podem ser classificados como aqueles que satisfazem a necessidades específicas da engenharia como elevada trabalhabilidade, maior resistência inicial, de alta tenacidade, e de alta durabilidade às condições de exposição.

As resistências dos traços CVCH e CVMKCH superam as do traço L300 a poucas idades, 9 e 12 dias, respectivamente, o que indica a elevada reactividade da CV e MK com o hidróxido de cálcio, que está directamente relacionada com a amorficidade da CV e MK apresentados na figura 1. O traço CVCH apresenta resistência de 58 MPa aos 91 dias bem próxima a resistência do traço de referência, L500, que foi de 63 MPa, o que indica a possibilidade de se produzir betões de elevadas resistências com baixos teores de cimento quando idades mais avançadas são levadas em consideração.

Verifica-se que todos os traços com cal apresentaram resistência maior que os traços sem, atestando a grande influência da adição de cal nos BAC-RTC, notadamente a partir dos 14 dias onde maior parte do hidróxido de cálcio da hidratação do cimento já foi formada e provavelmente consumida pelas adições minerais [16].

O ganho de resistência dos 28 dias para os 90 dias foi consideravelmente inferior nos traços com metacalino CVMK e CVMKCH, enquanto esses verificaram crescimento em torno de 15%, betões CV e CVCH apresentaram aumentos de 26 e 30% respectivamente, estes fatos estão relacionados com o menor consumo de cimento e maiores relações água/cimento utilizadas nos traços com metacalino, e ao baixo teor de hidróxido de cálcio livre disponível para as reações com as adições minerais utilizadas, como determinado por Anjos et al [16] em pastas de cimento com elevados teores de CV, MK e Cal hidratada.

## Conclusão

- Os critérios de dosagem de teor de argamassa e finos são suficientes para adequação de traços de betão em BAC.
- Os parâmetros  $\Gamma_c$  e  $R_c$  sugeridos por Okamura e Ouchi [9] foram mais eficientes na determinação dos parâmetros fluidez e viscosidade que as classificações EFNARC, uma vez que composições com que apresentaram viscosidades ou fluidez diferentes pelos parâmetros  $\Gamma_c$  e  $R_c$ , obtiveram a mesma classificação EFNARC.
- A habilidade passante é melhor avaliada pelo ensaio de J-ring que pelo L-box, já que este último não detectou a pouca habilidade do traço CV, uma vez que o classificou na mesma faixa dos outros traços, já no ensaio de J-ring esse traço está em classe diferente dos demais.
- Os BAC-RTC apresentaram resistências aos 28 dias que variam entre 25 a 40 MPa e aos 91 dias entre 35 e 58 MPa, mostrando a possibilidade de se produzir betões de elevadas resistências com reduzidos teores de cimento quando idades mais avançadas são levadas em consideração.
- Verifica-se que é possível desenvolver betões auto-compactáveis com reduzido teores de cimento com propriedades adequadas, contribuindo assim para a sustentabilidade destes, através da minimização da energia de lançamento e compactação, e principalmente em virtude da drástica redução do consumo de cimento para níveis de 150 e 200 kg/m<sup>3</sup>.

## Referências

- [1] N. Bouzoubaa and M. Lachemi: Self-compacting concrete incorporating high volumes of class F fly ash: Preliminary results. *Cement and concrete research*, v. 31, n. 3, p. 413-420, 2001
- [2] A. Camões: Durability of High-volume fly ash concrete. *International RILEM Workshop on performance based evaluation and indicators for concrete durability*. Madrid, 2006. 311-318.
- [3] R. Deeb, A. Ghanbari, B. Karihaloo: Development of self-compacting high and ultra high performance concretes with and without steel fibres. *Cement and concrete composites*, v. 34, n. 2, p. 185-190, 2012.
- [4] P. Gomes, A. Barros: Métodos de dosagem de concreto autoadensável. São Paulo. Pini, 2009.
- [5] C. Meyer: The greening of the concrete industry.” *Cement & Concrete Composites*, 2009: 601–605.
- [6] P. C. Aïtcin: *Binders for Durable and Sustainable Concrete*. New York: Taylor & Francis, 2008.
- [7] EN, N. 450-1-Cinzas volantes para betão. Parte1: definições, especificações e critérios de conformidade. Instituto Português da Qualidade, 2006.
- [8] M. Gesoğlu, E. Güneyisi, M.E. Kocabağ, V. Bayram, K. Mermerdaş: Fresh and hardened characteristics of self compacting concretes made with combined use of marble powder, limestone filler, and fly ash. *Construction and Building Materials*, v. 37, p. 160-170, 2012.
- [9] EFNARC, S. Guidelines for self-compacting concrete. February, 2002.
- [10] J. Cuenca, J. Rodríguez, M. Martín-Morales, Z. Sánchez-Roldán, M. Zamorano: Effects of olive residue biomass fly ash as filler in self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, v. 40, p. 702-709, 2013.
- [11] H. Okamura, M. Ouchi, Self-compacting concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology*, v. 1, n. 1, p. 5-15, 2003.
- [12] B. Felekoğlu, S. Türkel, B. Baradan: Effect of water/cement ratio on the fresh and hardened properties of self-compacting concrete. *Building and Environment*, v. 42, n. 4, p. 1795-1802, 2007.



- [13] P. K. Mehta: High-performance, high-volume fly ash concrete for sustainable development. Proceedings of the international workshop on sustainable development and concrete technology, 2004. p.3-14.
- [142] Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT NBR 15823-3:2010: Concreto auto-adensável Parte 3: Determinação da habilidade passante – Método do anel J. Rio de Janeiro, 2010.
- [15] ASTM C1621/C1621M-09b: Standard test method for passing ability of self-consolidation concrete by J-ring. Annual book of ASTM standards, vol. 04.02. Philadelphia (USA): American Society for Testing and Materials: 2011.
- [16] M. A. Anjos, A. Camões A, C. M. Jesus, F. Duarte: Avaliação da hidratação de pastas cimentícias com elevados teores de adições minerais. 2012.

## Resistência e durabilidade de argamassas incorporando pó de granito

MATOS Ana M.<sup>1,a</sup>, RAMOS Telma<sup>1, b</sup> e SOUSA-COUTINHO J.<sup>2,c</sup>

<sup>1</sup> Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal

<sup>2</sup> Professora Associada, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal

<sup>a</sup>anamatos@fe.up.pt, <sup>b</sup>telmajr@fe.up.pt, <sup>c</sup>jcouti@fe.up.pt

**Palavras-chave:** Resíduos; pó de granito; sustentabilidade; Betão.

**Resumo.** Anualmente, é produzido mais de 1 m<sup>3</sup> de betão por pessoa no mundo, sendo o cimento Portland o constituinte fundamental e ainda, o que corresponde ao maior impacto ambiental. Devido à crescente conscientização sobre as questões ambientais, é cada vez mais importante estudar resíduos que possam substituir parcialmente o cimento Portland, melhorando a durabilidade do betão e reduzindo a “pegada ecológica”. As lamas de pó de granitos resultam do processamento dos blocos de granitos em pedreiras, provocando sérios problemas ambientais e económicos. O reaproveitamento deste resíduo produzido em grandes quantidades como substituto parcial do cimento na produção de betão poderá constituir uma solução aliciante contribuindo para a sustentabilidade na construção. No presente trabalho experimental foi estudada a incorporação de lamas de granito, provenientes de uma pedreira do norte de Portugal, como substituto parcial do cimento em argamassa de modo a prever a sua aptidão para a utilização em betão. O programa experimental incluiu uma vasta gama de ensaios ao pó de granito, incluindo análises químicas, análise granulométrica laser e microscopia eletrónica de varrimento, bem como ensaios de resistência mecânica e ainda de durabilidade como resistência à reação alcalis-sílica e resistência à penetração de cloretos em argamassas com diferentes percentagens de substituição de cimento Portland por pó de granito. Os resultados obtidos mostram que a utilização deste tipo de pó de granito torna a matriz cimentícia mais densa, reduzindo a expansão resultante da reação alcalis-sílica e aproximadamente 70% de melhoria da resistência à penetração dos cloretos, sem comprometer o comportamento no estado fresco nem à resistência.

### Introdução

Nos últimos anos, tem-se assistido a um aumento do consumo de adições minerais pelas indústrias do cimento e de betão. O uso adequado de subprodutos agrícolas e/ou industriais para a substituição parcial do cimento Portland é um método amigável, sob o ponto de vista ambiental, permitindo a eliminação de grandes quantidades de materiais que de outra forma poluiriam a terra, a água e o ar [1].

Diversos processos industriais são fontes geradoras de resíduos sólidos, com grande potencial de reciclagem em materiais de construção. Dentro destes processos encontra-se a serragem de rochas ornamentais, em particular, a serragem de granitos. No processo de serragem forma-se o resíduo de corte de granito, as lamas constituídas por pó de pedra de granito. Este resíduo é colocado diretamente em aterro ou prensado, removendo-se parte da água que é reaproveitada e o resíduo é posteriormente colocado em aterro, mas com um teor de humidade menor [2]. Note-se que o volume total do pó resultante do processo de serragem é bastante significativo, gerando problemas de transporte, de armazenamento, de manutenção dos depósitos, ambientais e ainda problemas para a população e operários, possibilitando o surgimento da doença denominada silicose [2]. Assim a gestão deste resíduo constitui um constrangimento para as produtoras pelo que a incorporação de pó

de granito noutros processos industriais, isto é, a prática de ecologia industrial, poderá levar à redução de custos e de abrir novas oportunidades de negócio.

De facto, alguns estudos anteriores mostraram que as lamas de granito têm um elevado potencial como matéria-prima para a indústria cerâmica, e que é passível de ser usada como um filler em argamassas secas. O estudo da incorporação de lamas de granito como alternativa ao filler calcário em argamassas à base de cimento revelou que a composição desses resíduos, cujos principais componentes são  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{CaO}$  e  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ , juntamente a reduzida dimensão das partículas, permite a sua utilização na indústria de argamassas. Concluiu-se também que 10 % de cimento pode ser substituído por resíduos de granito, sem perda de resistência à compressão [3].

Albukersh e Fanfield referiram que misturas de betão com 30% de pó de granito vermelho apresentaram propriedades no estado fresco bastante razoáveis e excelente acabamento superficial. Este betão demonstrou melhor resistência nas idades jovens relativamente a um betão semelhante com incorporação de cinzas volantes [4].

Os resultados de Felixkala e Ilangovana também demonstraram claramente que o pó de granito, como substituto parcial de areia, tem efeitos benéficos sobre as propriedades mecânicas em betão de elevado desempenho [5][6].

De acordo com Ho et. al [7], em betão convencional, a introdução de pós de pedreira deve ser limitada devido à sua elevada finura. A sua adição ao betão fresco aumentaria a necessidade de água e, conseqüentemente, o teor de cimento para determinados requisitos de trabalhabilidade e resistência. No entanto, Ho et. al demonstraram que o pó de granito pode ser usado com sucesso na produção de betão auto compactável. Comparado com filler calcário, os estudos confirmaram que a incorporação de finos de granito acarreta uma dosagem mais elevada de superplastificante para níveis semelhantes de tensões de cedência e de outras propriedades reológicas. Todavia, é importante salientar que sendo um resíduo, as propriedades dos finos de granito podem variar ao longo do tempo. Além disso, as partículas de granito mais grosseiras poderão promover problemas de durabilidade, tais como reações álcali-sílica. Estas questões necessitam de um estudo aprofundado para que este material seja utilizado com confiança [7].

O programa experimental realizado consistiu em caracterizar pó de granito proveniente de uma pedreira no norte de Portugal, incluindo análises químicas, microscopia eletrônica de varrimento (MEV) e análise granulométrica laser. Posteriormente, as propriedades mecânicas e de durabilidade foram determinadas em argamassa produzidas com diferentes dosagens de substituição de cimento, bem como para diferentes níveis de finura de pó de granito. A reação álcali-sílica (ASR) das argamassas foi exaustivamente analisada, incluindo observações através de MEV após este ensaio, para a compreensão completa do efeito da lama granítica. Foram igualmente produzidas argamassas para realização de ensaios de resistência à penetração de iões cloreto, complementados com observações e análises no microscópio eletrónico [8].

## Programa Experimental

**Materiais.** Na realização do presente trabalho foram utilizados diferentes materiais para a realização dos provetes nomeadamente cimento CEM I 42,5 R, areia CEN, o pó de pedra de granito em estudo, e ainda uma sílica de fumo disponível no mercado para comparação.

O pó de pedra de granito utilizado foi obtido da pedreira na freguesia de Palmeira, a norte de Braga. Trata-se de um granito de uma zona onde se encontram maioritariamente granitos do tipo calcoalcalino, com cristais grandes e foliação evidente, que se estende na direção aproximadamente NW-SE nas vizinhanças de Braga (Minho, NW de Portugal). Este granito tem uma intrusão Hercínica precoce, Figura 8 [9]. Macroscopicamente este é um granito Porfiróide, Biotítico, com grão grosseiro e cor cinzenta escura, caracterizado pela forma perfeita e alongada dos megacristais de feldspato potássico [9].

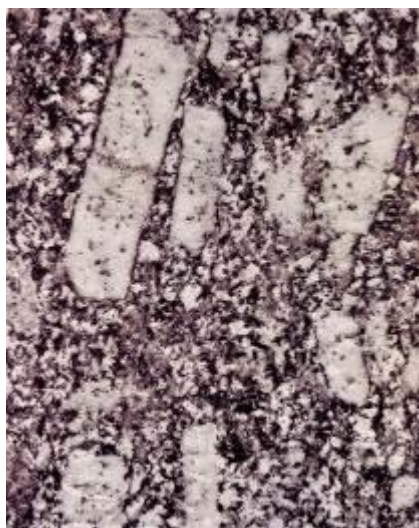


Figura 8 - Granito calco-alcálico do conselho de Braga [9].

Foram estudadas diferentes percentagens de substituição bem como a influência de diferentes tipos de moagem e consequentes granulometrias. Para esse efeito é utilizada a designação de PG para o pó de pedra moído, após a secagem, num moinho de bolas e PGS para o pó de pedra com moagem adicional num moinho planetário. A distribuição granulométrica dos pós de granito e do cimento encontram-se na Tabela 3.

Tabela 3 - Análise granulométrica do cimento e pó de granito.

	d(10 $\mu$ m)	d(50 $\mu$ m)	d(90 $\mu$ m)
CEM I 42,5 R	0.69	8.09	30.81
PG	1.55	13.05	55.46
PGS	0.84	3.48	13.34

A caracterização química do cimento e do pó de granito apresenta-se na Tabela 4 - **Composição química do cimento e do pó de granito.**

Composição (% massa)	CEM I 45.2 R	PG/PGS	ASTM C 618 (classe N)[11]	NP 4220[10]
LOI	2,61	2,04	$\leq 10$	$\leq 9$
Resíduo insolúvel	1,33			
SiO <sub>2</sub>	20,36	63,22		
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5,1	15,66		
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,12	4,47		
SiO <sub>2</sub> + Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> + Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>		83,35	$\geq 70$	
CaO	62,72	3,26		
MgO	1,81	1,82		
Na <sub>2</sub> O		2,68		
K <sub>2</sub> O		5,02		
Na <sub>2</sub> O <sub>eq</sub>		6,10		$\leq 5$
Cl				$\leq 0,1$
SO <sub>3</sub>	3,44	0,00	$\leq 4$	$\leq 3$
Cal Livre	1,62			$\leq 2,5$
Pozolanicidade	-----	Negativo		Satisfaz o ensaio

Na Figura 1 expõe-se a observação MEV, realizada no cimento, sílica de fumo e amostras PG/PGS.

Tabela 4 - Composição química do cimento e do pó de granito.

Composição (% massa)	CEM I 45.2 R	PG/PGS	ASTM C 618 (classe N)[11]	NP 4220[10]
LOI	2,61	2,04	≤ 10	≤ 9
Resíduo insolúvel	1,33			
SiO <sub>2</sub>	20,36	63,22		
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5,1	15,66		
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,12	4,47		
SiO <sub>2</sub> + Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> + Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>		83,35	≥ 70	
CaO	62,72	3,26		
MgO	1,81	1,82		
Na <sub>2</sub> O		2,68		
K <sub>2</sub> O		5,02		
Na <sub>2</sub> Oeq		6,10		≤ 5
Cl				≤ 0,1
SO <sub>3</sub>	3,44	0,00	≤ 4	≤ 3
Cal Livre	1,62			≤ 2,5
Pozolanicidade	-----	Negativo		Satisfaz o ensaio

Na Figura 1 expõe-se a observação MEV, realizada no cimento, sílica de fumo e amostras PG/PGS.

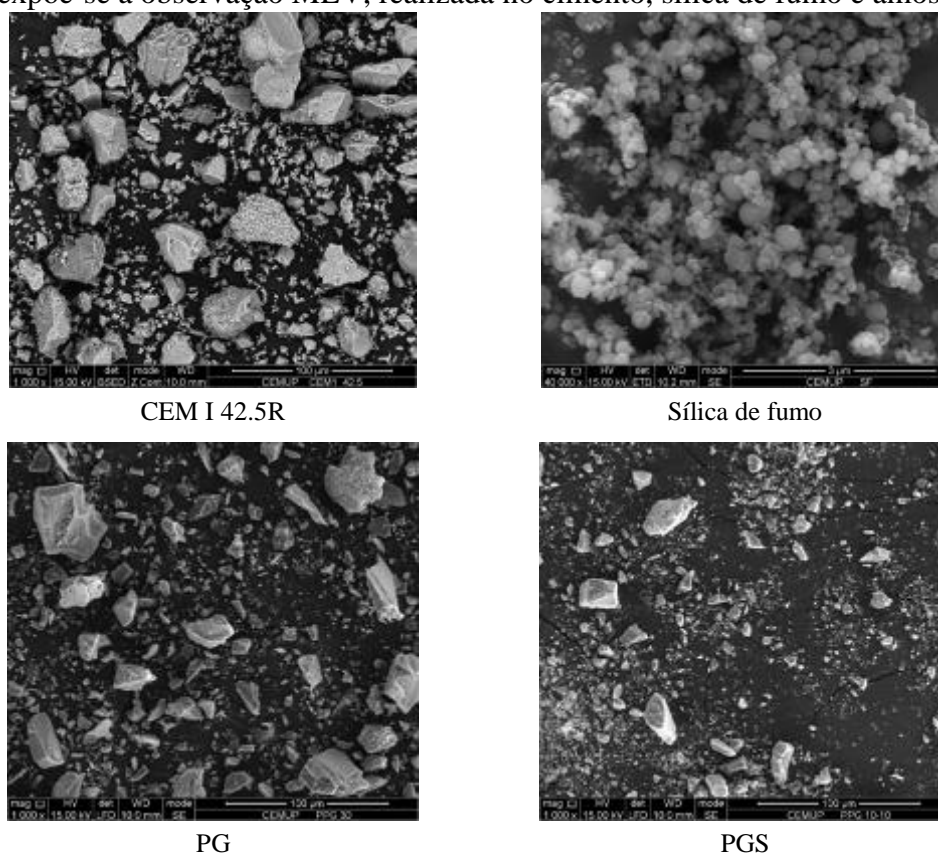


Figura 9 – Observação SEM do cimento, sílica de fumo, PG e PGS

**Produção das argamassas e propriedades no estado fresco.** Foram preparados seis tipos de argamassa, seguindo o procedimento descrito na norma NP EN 196-1 [11]: uma mistura de controlo com 100% de cimento, duas misturas com 5% de substituição do cimento com pó de granito (PG) e micro pó de granito, PG5% e PGS5%, respetivamente, duas misturas com 10% de substituição parcial de cimento por PG e PGS, PG10% e PGS10% respetivamente, e uma última mistura com 10% de substituição de cimento com sílica de fumo (SF).

A trabalhabilidade das argamassas foi mantida ao mesmo nível e medida de acordo com as normas ASTM C 109 [13] e ASTM C 230 [14], sendo os resultados apresentados na Tabela 3. A adição de um superplastificante foi apenas necessária para argamassa SF.

Tabela 5 - Proporções das misturas e propriedades no estado fresco das argamassas.

Constituintes e proporções	CTL	Substituição parcial de cimento				
		5% PG	10% PG	5% PGS	10% PGS	SF
CEM I 42.5 R (g)	450	427,5	405	427,5	405	405
PG (g)	-	22,5	45	-	-	-
PGS (g)	-	-	-	22,5	45	-
SF (g)	-	-	-	-	-	45
Areia (g)	1350	1350	1350	1350	1350	1350
Água (ml)	225	225	225	225	225	225
sp/c (%)	-	-	-	-	-	0,37
w/c	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Sp/Ligante						0,0035
Trabalhabilidade (mm)	200	201	199	199	198	198

**Resistências mecânicas.** O ensaio de determinação das resistências mecânicas foi realizado de acordo com o disposto na norma portuguesa NP EN 196-1 [11], aos 28 dias para cada tipo de argamassas. Os resultados obtidos encontram-se na Figura 10.

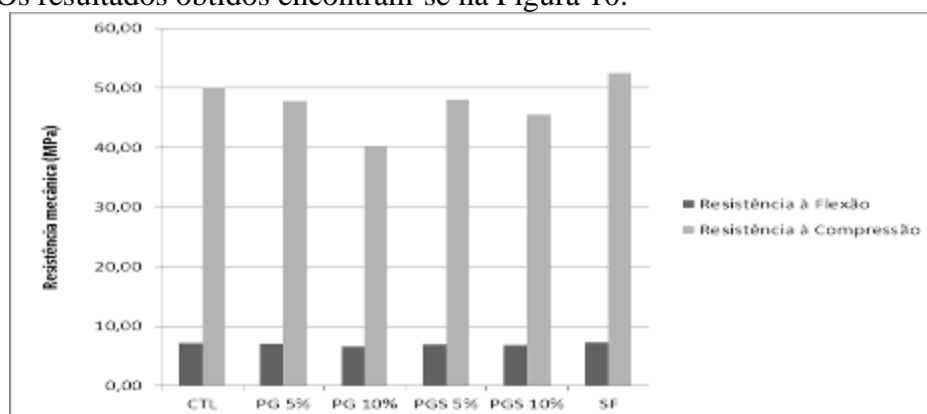


Figura 10 – Resistências mecânicas das argamassas.

**Reação Álcali-Sílica.** Para avaliar a resistência à reação álcali-sílica, ASR, foi realizado o ensaio acelerado da barra de argamassa segundo a norma ASTM C 1567 [15], em 2 provetes de 2.5×2.5×250 mm para cada tipo de argamassa. No dia seguinte à amassadura desmoldaram-se os provetes de argamassa e colocaram-se em banho de água a 80±2° C durante 24h sendo então realizadas as leituras iniciais (L<sub>0</sub>) de cada argamassa. Os provetes foram, de seguida, colocados em solução de hidróxido de sódio a 80° C e realizadas leituras diárias, durante 14 dias nas 4 faces de cada provete, permitindo determinar o comprimento real de cada provete. A expansão de cada provete corresponde à diferença entre o comprimento real em cada dia e a leitura zero, L<sub>0</sub>, em percentagem. Os resultados do ensaio, utilizando diferentes percentagens de substituição, são apresentados na Figura 11 e Figura 12.

Se uma mistura expande mais do que 0,1% (após 14 dias em solução) é considerada potencialmente deletéria. No entanto, a ocorrência de uma reação prejudicial deve ser confirmada testando a mesma combinação de materiais em betão.

Findo o ensaio, foi realizada a análise à micro escala dos provetes de argamassas PGS e CTL. As fotografias obtidas através de MEV encontram-se nas figuras seguintes, bem como fotografias das partículas de areia antes da realização do ensaio.

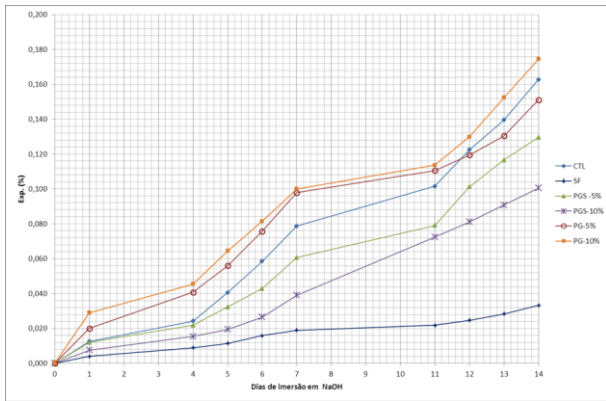


Figura 11 – Expansão média ao longo do tempo.

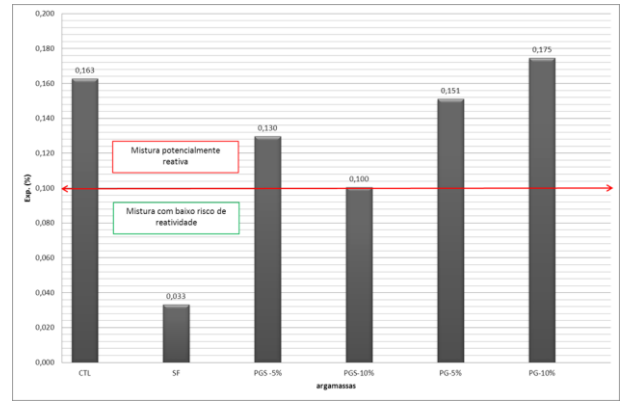
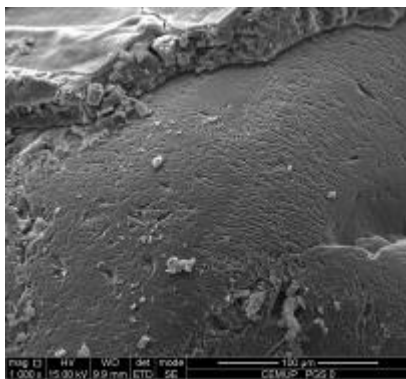
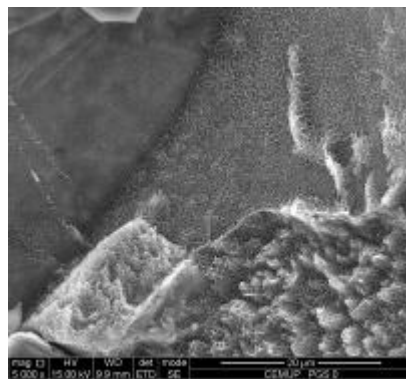


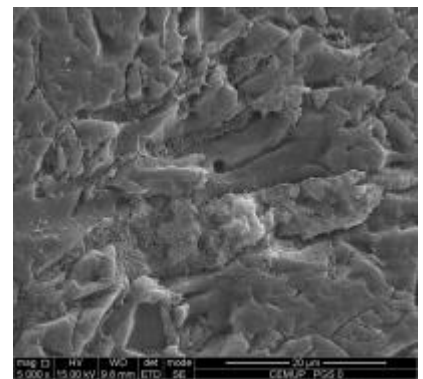
Figura 12 – Expansão final devido à ASR.



CTL 28 dias, ampliação 1000x

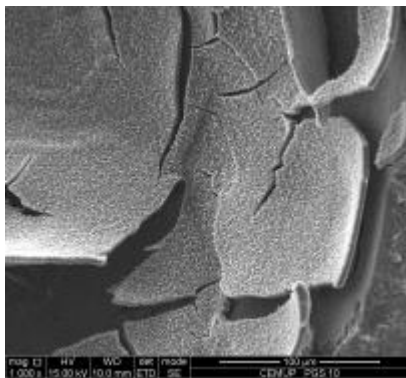


CTL 28 dias, ampliação 5000x

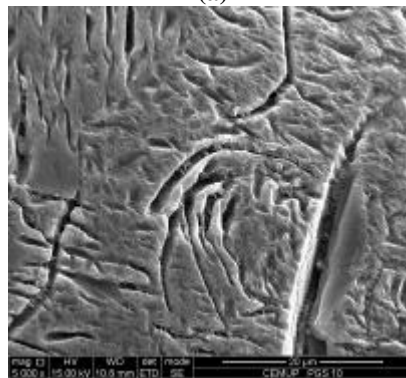


CTL 28 dias, ampliação 5000x

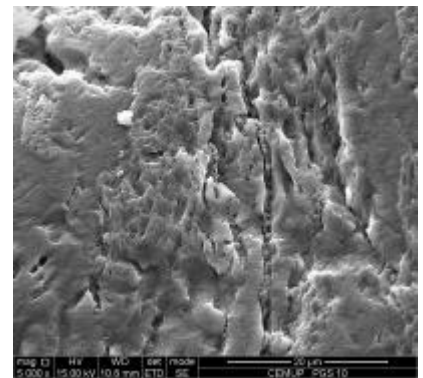
(a)



PGS 10% 28 dias, ampliação 1000x

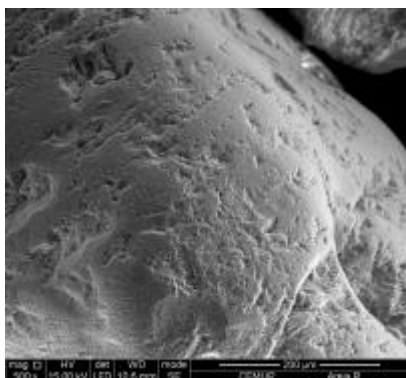


PGS 10% 28 dias, ampliação 5000x

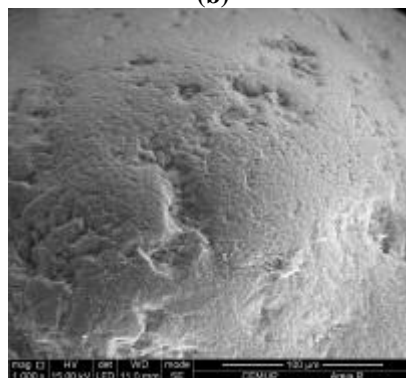


PGS 10% 28 dias, ampliação 5000x

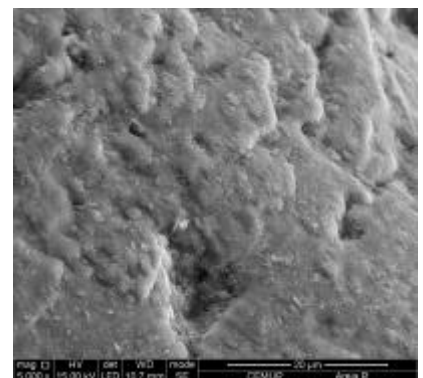
(b)



Areia reativa antes do ensaio, ampliação 500x



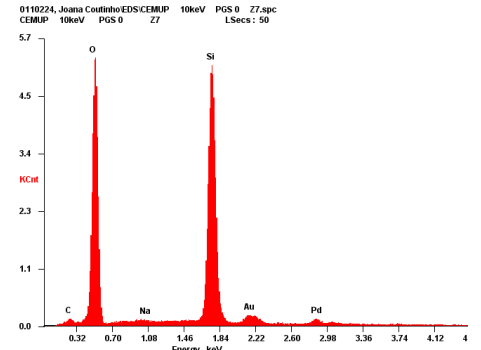
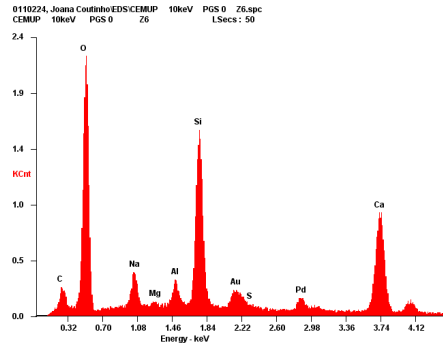
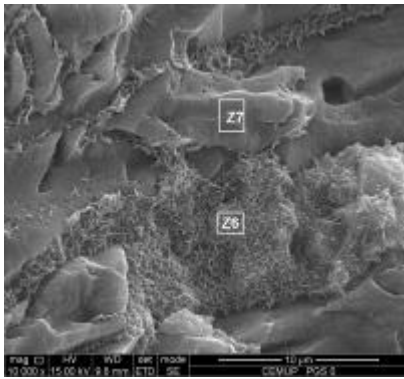
Areia reativa antes do ensaio, ampliação 1000x



Areia reativa antes do ensaio, ampliação 5000x

(c)

Figura 13 – Observação SEM das amostras CTL (a) e PGS (b) após ensaio ASR e da areia reativa antes do ensaio (c).

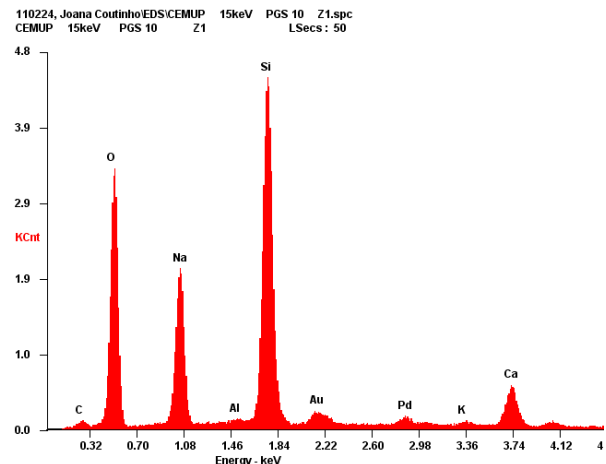
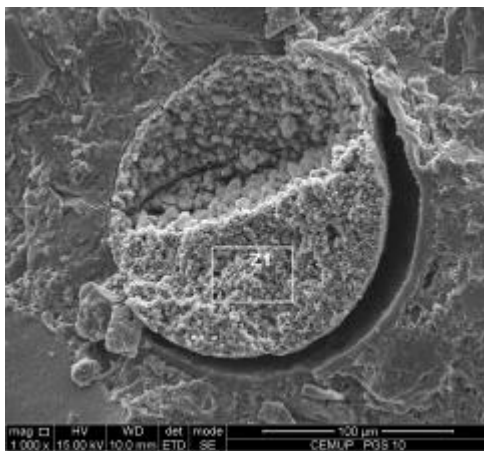


CTL, ampliação 10 000x

EDS Z6- CTL

EDS Z7- CTL

Figura 14 - Observação SEM e EDS numa amostra de argamassa de CTL após ensaio ASR.



PGS 10% ampliação 10 000x

EDS Z1- PGS 10%

Figura 15 - Observação SEM e EDS numa amostra de argamassa de PGS10% após ensaio ASR.

**Determinação do coeficiente de difusão dos cloretos por ensaio de migração em regime não estacionário.** A determinação da resistência do betão à penetração de cloretos foi efetuada de acordo com a especificação do LNEC E-463 [16]. Este método não estacionário baseia-se numa relação teórica entre os fenómenos de difusão e migração através do qual se pode determinar a profundidade de penetração dos cloretos. O coeficiente de difusão no estado não estacionário ( $D_{ns}$ ) é assim calculado após um ensaio de migração e de acordo com (1) e (2).

$$D_{ns} = \frac{RTL x_d - \alpha \sqrt{x_d}}{ZFU t} \quad (1)$$

$$\alpha = 2 \sqrt{\frac{RTL}{ZFU} \varepsilon, \varepsilon = \operatorname{erf}^{-1} \left( 1 - \frac{2C_d}{C_0} \right)} \quad (2)$$

Onde  $D_{ns}$  é o coeficiente de difusão no estado não estacionário ( $10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ),  $U$  é o valor absoluto da voltagem aplicada (V),  $T$  é o valor médio da temperatura entre inicial e final na solução anódica ( $^{\circ}\text{C}$ ),  $L$  é a espessura do provete (mm),  $x_d$  é o valor médio da profundidade de penetração (mm) e  $t$  é a duração do ensaio (horas). Os resultados obtidos são apresentados na Figura 16. Após o ensaio os provetes PGS foram observados recorrendo ao MEV (Figura 17 e Figura 18).



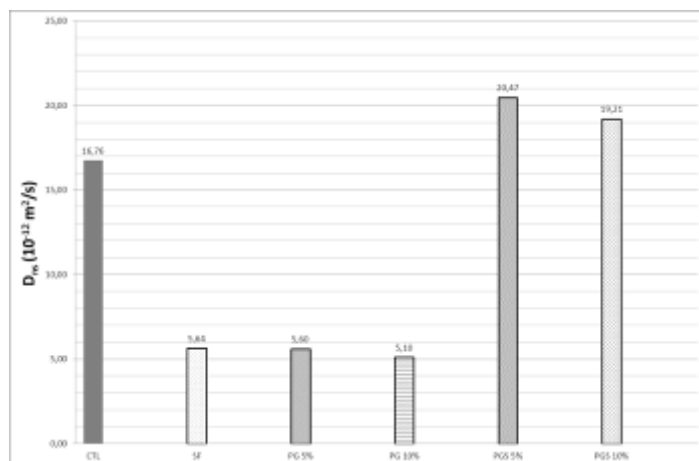


Figura 16 - Coeficiente de difusão no estado não estacionário.

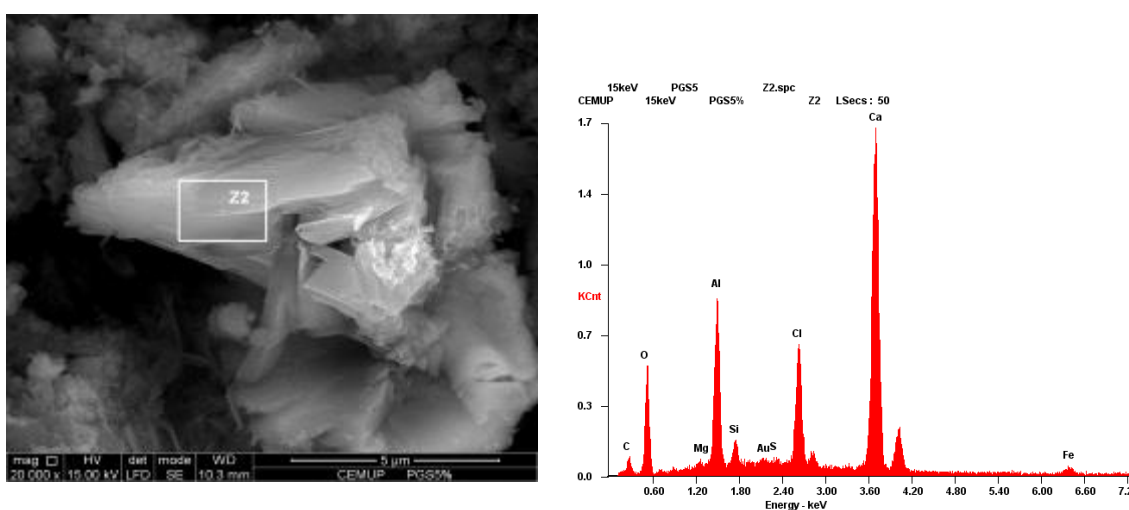


Figura 17 - Observação SEM e EDS numa amostra de argamassa de PGS5% após ensaio ASR.

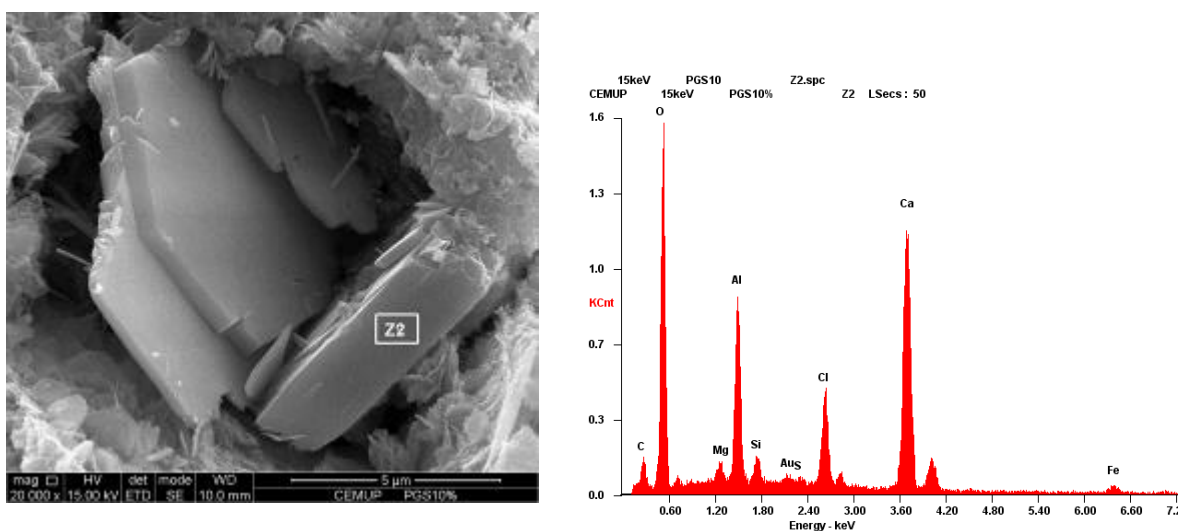


Figura 18 - Observação SEM e EDS numa amostra de argamassa de PGS10% após ensaio ASR.

## Análise e Discussão de Resultados

De acordo com a Tabela 2, o pó de granito estudado é principalmente composto por sílica e alumina e quimicamente semelhante aos materiais estudados por Mármol et al [3] e Abukersh e Fairfield [4]. As propriedades químicas estão de acordo com os requisitos estabelecidos na norma NP 4420 [10] e ASTM C 618 [11] respeitante a materiais pozolânicos exceto no que respeita a pozolanicidade.

Através da tecnologia MEV, observou-se que o pó de granito apresenta-se sob a forma de partículas mais angulares, alongadas e prismáticas em relação ao cimento. As curvas de distribuição granulométrica mostraram que o PG apresenta partículas ligeiramente mais grossas do que o cimento, no entanto o PGS é mais fino do que este e, naturalmente, exibem maiores dimensões do que as partículas esféricas de sílica de fumo.

Os resultados de resistência nas argamassas PG e PGS aos 28 dias de idade foram inferiores aos obtidos nas argamassas de controlo. A resistência à compressão e à flexão diminuiu com o aumento da dosagem de substituição. Não obstante, esta perda é marginal ao usar PGS. Os resultados obtidos corroboram os estudos realizados por Abukersh e Fairfield [7], Ho et al. [6] e Mármol et al. [5]. O pó de granito mais grosseiro, PG, originou possivelmente formação de mais espaços vazios na estrutura da matriz cimentícia endurecida relativamente à mistura de cimento Portland apenas. Isto poderá, em parte, explicar a diminuição de resistência mecânica das argamassas PG, bem como a maior expansão ASR e coeficientes de difusão aparente também superiores.

No que se refere à ASR, a argamassa PG não apresentou melhoria significativa relativamente à argamassa de CTL. Antagonicamente, a argamassa PGS apresentou uma expansão mais reduzida, sendo tanto menor quanto maior a percentagem de substituição (redução de 19 % para 5 % de PGS e 38% para PGS 10%). Porém, a incorporação de PGS não foi tão eficaz como a de SF (redução de 81%, relativamente ao CTL). Considerando as observações SEM após o ensaio ASR, é apresentada na Figura 13 c uma partícula de areia reativa antes do ensaio. Deste modo, a morfologia da superfície das partículas de areia pode ser observada e comparada antes e após o ataque por álcalis (Figura 13 a e b). São notórias as diferenças entre as argamassas PG e CTL no que se refere à intensidade das ranhuras resultantes do ataque álcalis e também à espessura do gel resultante deste ataque, na superfície das partículas de areia. Na Figura 13 a e b de verifica-se que as ranhuras na superfície de uma partícula na argamassa de CTL parecem mais profundas relativamente à superfície mais lisa e menos marcada de uma partícula de areia reativa na argamassa PGS. Comparando, por exemplo, Figura 13 a e b 1000 vezes de ampliação, a camada de gel ASR formada sobre a superfície do agregado reativo na argamassa de CTL parece ser mais espessa do que a camada formada na argamassa de PGS. O EDS obtido acusa uma quantidade considerável de sódio, indicando que este será o gel da ASR.

Em termos de penetração de cloretos, a incorporação de PG deu origem a uma matriz mais permeável reduzindo assim a resistência à penetração de iões cloreto. Resultados surpreendentemente positivos foram obtidos para argamassa PGS, sendo que este material mais fino parece ter induzido a formação de uma matriz mais densa que conduz a uma melhor resistência aos cloretos relativamente à argamassa CTL. De facto, a melhoria na resistência aos cloretos foi aproximadamente 70 % comparativamente ao CTL e melhorou com a substituição de dosagem (redução de 67 % para PGS5 %, 70 % para de PGS10% e 66 % para SF).

As Figura 17 e Figura 18 mostram os resultados SEM e EDS em amostras de argamassa após a entrada de cloretos. Nas argamassa PGS (5% e 10% de substituição de cimento) foram encontrados cloroaluminatos (sal de Friedel) de acordo com [17][18], alguns dos quais em forma de placas hexagonais de acordo com St. John et al. [19]. A presença de cloroaluminatos sugere que a alumina presente na lama de granito terá, possivelmente, reagido com os cloretos que penetraram na matriz retardando, por conseguinte, o ingresso de cloretos adicionais. Os valores bastante inferiores de coeficientes de difusão de cloretos das argamassas PGS podem assim dever-se à formação de cloroaluminatos. Não obstante, a finura do pó de granito como material de substituição parcial do cimento desempenha também um papel importante neste efeito.

## Conclusões

O pó granítico estudado é composto principalmente por sílica e alumina e, portanto, apresenta-se em conformidade com os requisitos químicos em ASTM 618 [11] e NP 4220 [10] exceto no que se refere à pozolanicidade.

As resistências mecânicas das argamassas PG e PGS aos 28 dias foram inferiores à argamassa CTL, contudo esta diminuição foi marginal para as argamassas PGS. Relativamente à ASR a argamassa PGS apresentou uma expansão reduzida, embora não alcançando eficácia da argamassa SF. As observações SEM e as análises EDS nas partículas de agregados reativos antes e após o ensaio ASR permitiram concluir que este ataque originou danos na superfície do agregado bem como a formação de um gel formado essencialmente por sódio. Estas patologias parecem mais intensas na argamassa CTL.

A penetração de cloretos foi reduzida drasticamente com a incorporação de PGS. As argamassas PG apresentaram um resultado antagónico ao anterior. A eficácia do pó de granito mais fino parece dever-se à formação de cloroaluminatos.

O presente trabalho permitiu concluir que, se finamente moído, este pó de granito pode originar uma matriz cimentícia mais densa, melhorando a durabilidade. No entanto estes estudos terão de ser mais aprofundados tendo sempre em vista, também, que a qualidade dos resíduos pode variar ao longo do tempo de exploração de uma pedreira.

### **Agradecimentos**

Este trabalho é financiado por Fundos FEDER através do Programa Operacional Fatores de Competitividade - COMPETE e por Fundos Nacionais através da FCT - Fundação para a Ciência e a Tecnologia no âmbito do projeto de investigação PTDC/ECM/098117/2008. Agradece-se ainda à empresas DST e Secil.

### **Referências**

- [1] Mehta, P. K. (1994). Mineral admixtures for concrete - an overview of recent developments. Paper presented at the Proceedings of an Engineering Foundation Conference: Advances in Cement and Concrete, Durham, ASCE, pp. 243-256, 1994.
- [2] Gonçalves, J., P., Utilização do resíduo de corte de granito (RCG) como adição para produção de concretos, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de pós-graduações em Engenharia civil, Brasil, 2000.
- [3] Mármol, I., Ballester, P., Cerro, S., Monrós, G., Morales, J., & Sánchez, L. Use of granite sludge wastes for the production of coloured cement-based mortars. Cement and Concrete Composites, 2010.
- [4] Abukersh, S. A., & Fairfield, C. A. Recycled aggregate concrete produced with red granite dust as a partial cement replacement, Construction and Building Materials; 2011.
- [5] Felixkala, T., Partheeban. Granite powder concrete. Indian Journal of Science and Technology. Vol. 3, No. 3, March 2010.
- [6] Ilangovana, R., Mathendrana, N., Nagamanib, K. Strength and durability properties of concrete containing quarry rock dust as fine aggregate. ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences. VOL.3, No 5, October 2008.
- [7] Ho DWS, Sheim AMM, Tam CT. The use of quarry dust for SCC application. Cem Concr Res 2002;32:505 - 11.
- [8] Telma Ramos, Ana Mafalda Matos a, Bruno Schmidt, João Rio, Joana Sousa-Coutinho Granitic quarry sludge waste in mortar: Effect on strength and durability. Construction and Building Materials 47 (2013) 1001–1009
- [9] Instituto Nacional de Engenharia Tecnologia e Inovação, I.P: <http://rop.ineti.pt/rop/FormProduto.php?idProduto=72> ,12-2011.

- [10] IPQ. NP 4220: 2010. Pozolanas para betão, argamassas e caldas. Definições, requisitos e verificação da conformidade. Lisboa, 2010.
- [11] ASTM. ASTM C 618 standard specification for coal fly ash and taw or calcined natural pozzolan for use in concrete. Philadelphia: 2012.
- [12] IPQ. NP EN 196-1:2006. Métodos de ensaio de cimentos. Parte 1: Determinação das resistências mecânicas. Lisboa, 2006.
- [13] ASTM C 109/C109-11a. Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (using 2 in. or [50 mm] cube specimens). West Conshohocken, 2011.
- [14] ASTM C 230/C230-08 standard specification for flow table for use in test of hydraulic cement. Philadelphia; 2008.
- [15] ASTM. ASTM C 1567-11 standard test Method for determining the potencial Alkali–Silica reactivity of combinations of cementitious materials and aggregate (Accelerated Mortar-Bar Method). United States: ASTM International; 2011.
- [16] LNEC. E-463: Determinação do coeficiente de difusão dos cloretos por migração em regime não estacionário. Lisboa, 2004.
- [17] Talero R, Trusilewicz L, Delgado A, Pedrajas C, Lannegrand R, Rahhal V, et al. Comparative and semi-quantitative XRD analysis of Friedel’s salt originating from pozzolan and Portland cement. *Constr Build Mater* 2011;25:2370–80.
- [18] <<http://ciks.cbt.nist.gov/?garbocz/nistir6399/node22.htm>>; October 2012.
- [19] St John DA, Poole AW, Sim I. *Concrete Petrography: a handbook of investigative techniques*. ARNOLD; 1998.



# Investigação de Concretos Produzidos com Cimentos Contendo Adições de Escória de Alto-forno Utilizando Ensaios de Difração de raios-X

MAGALHÃES Aldo G. de<sup>1, a</sup>, CALIXTO José Márcio F.<sup>2, b</sup> e WASCONCELOS Wander L.<sup>3, c</sup>

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia de Materiais e Construção, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais - 31270-90, Brasil

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais - 31270-90, Brasil

<sup>3</sup> Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais - 31270-90, Brasil

<sup>a</sup>aldom@ufmg.br, <sup>b</sup>calixto@dees.ufmg.br, <sup>c</sup>wlv@demet.ufmg.br

**Palavras-chave:** Concreto, Escória de alto-forno, Difração de raios X.

**Resumo.** O objetivo deste trabalho é apresentar os resultados de uma investigação sobre a microestrutura de concretos moldados com cimentos Portland fabricados com adições de escória de alto-forno. Concretos, da classe de resistência à compressão axial de 30 MPa, produzidos com cimentos brasileiros tipo CP II-E 32 e CP III 32, foram fabricados e estudados. A análise dos mesmos foi feita durante o processo de hidratação do cimento, utilizando a difração de raios. Ensaios para obtenção da resistência à compressão axial foram realizados nas mesmas datas, para avaliar o comportamento mecânico dos concretos. Os testes promoveram uma análise quantitativa do comportamento da macroestrutura, e qualitativa da microestrutura, e seus resultados confirmam a viabilidade da substituição do clínquer de cimento Portland por escória de alto-forno, conforme já demonstrado em outros estudos correlatos.

## Introdução

A preocupação mundial com o desenvolvimento sustentável impôs restrições sobre o uso de recursos não-renováveis de matérias-primas. Uma vez que o cimento e o concreto são compostos de materiais não renováveis e consomem altos níveis de energia, a indústria do concreto busca continuamente meios para que sua produção e uso gerem menos danos ao meio ambiente. Neste cenário, a indústria brasileira de cimento vem incorporando mudanças na composição do mesmo. Estas mudanças incluem alterações no teor de clínquer utilizado na fabricação do cimento Portland, por meio da incorporação de adições na mistura, tais como, escória de alto-forno, cinzas volantes e fumo de sílica, bem como a incorporação de metacaulim. Estas alterações na composição dos cimentos provocam modificações na cinética das reações de hidratação e na microestrutura do concreto, o que, por sua vez, alteram o comportamento e a durabilidade do concreto armado nas estruturas.

Estabelecer padrões que garantam o desempenho estrutural do concreto, no que diz respeito às suas propriedades mecânicas e à sua durabilidade, não é, tarefa fácil. Mehta e Monteiro [1] chamam a atenção para a distribuição heterogênea presente em muitos componentes sólidos, no mesmo assim como para a forma e tamanho dos vazios que podem estar completos ou parcialmente cheios de solução alcalina, tendo estes parâmetros influência direta nas propriedades do concreto. A pasta de cimento e a zona de transição entre o agregado e a pasta de cimento também se modificam com o tempo em decorrência da hidratação do cimento, o que torna ainda mais complexa a análise. Por fim, a heterogeneidade dos materiais empregados e as dificuldades de manter uma uniformidade de

processamento da mistura, fato este agravado quando o mesmo é manufaturado no canteiro de obras, dificulta ainda mais o controle na formação de sua estrutura físico-química.

O presente trabalho pretende investigar concretos moldados com cimentos Portland fabricados com adições de escória de alto-forno. Concretos da classe de resistência à compressão axial de 30 MPa, produzidos com cimentos brasileiros tipo CP II-E 32 e CP III 32, foram fabricados e estudados. As análises foram feitas durante o processo de hidratação do cimento, utilizando a difração de raios X. Ensaio para obtenção da resistência à compressão axial foram realizados nas mesmas datas, para avaliar o comportamento mecânico dos concretos.

O grande número de estruturas de concreto em deterioração associado às recentes e significativas alterações feitas na composição dos cimentos são fatos que demonstram a necessidade do estudo.

## Materiais utilizados

Para a dosagem dos concretos, usou-se o Cimento Portland Composto (CP II-E 32), utilizado na fabricação do traço experimental C30 CPII, e o Cimento Portland de Alto-forno (CP III 32), utilizado na fabricação do traço experimental C30 CPIII, cujas especificações técnicas encontram-se descritas nas normas brasileiras NBR 11578 [2] NBR 5735 [3]. O percentual de escória presente na fabricação de ambos os cimentos pode ser visto na Tabela 1.

Tabela 1 - Proporções utilizadas na fabricação dos cimentos.

Cimento	Composição [%]			
	Clínquer	Gesso	Calcário	Escória
CP II E 32	55	3	10	32
CP III 32	42	3	5	50

As Tabelas 2 e 3 mostram os resultados das análises químicas dos cimentos Portland utilizados nos traços dos concretos fabricados.

Verifica-se que a composição do cimento do tipo CP III 32 possui maior teor de silício e alumínio, enquanto o cimento CP II-E 32 apresenta maior teor de cálcio. Observa-se que a perda por calcinação (PPC) do cimento do tipo CP II E 32 é maior que o do tipo CP III 32.

O agregado graúdo utilizado nos traços foi obtido da britagem de rochas compostas por uma fração predominante de gnaisse, contendo uma parcela menor de quartzo-feldspato e uma porção minoritária de anfíbolito (hornblenda).

Tabela 2 - Análise química do cimento Portland CP II-E 32 - Traço C30CPII.

Elementos	Teores (%)	Óxidos (por estequiometria)	
Si	11,00%	SiO <sub>2</sub>	23,52%
Fe	2,69%	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,84%
Al	3,45%	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6,52%
Ca	40,41%	CaO	56,54%
Mg	0,94%	MgO	1,56%
K	0,54%	K <sub>2</sub> O	0,65%
Na	0,40%	Na <sub>2</sub> O	0,05%
Ti	-	TiO <sub>2</sub>	-
P	0,12%	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,29%
Mn	0,28%	Mn <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,80%
S	0,67%	SO <sub>3</sub>	1,68%
PPC	5,10%		

Utilizou-se um agregado miúdo proveniente da britagem via seca (britador do tipo VSI – *Vertical Shaft Impact*) da mesma rocha utilizada para a produção do agregado graúdo.

O aditivo utilizado em ambos os traços foi um plastificante a base de lignina sulfonada.

## Composição dos Diferentes Concretos Estudados

A dosagem de aditivo utilizado em cada traço foi suficiente para conferir um abatimento de 100 mm para ambos os traços [4].

Tabela 3 - Análise química do cimento Portland CP III 32 - Traço C30 CP III.

Elementos	Teores (%)	Óxidos (por estequiometria)	
Si	12,54%	SiO <sub>2</sub>	26,83%
Fe	2,21%	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,16%
Al	4,70%	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	8,89%
Ca	37,62%	CaO	53,04%
Mg	1,31%	MgO	2,18%
K	0,49%	K <sub>2</sub> O	0,59%
Na	0,05%	Na <sub>2</sub> O	0,07%
Ti	0,19%	TiO <sub>2</sub>	0,32%
P	0,02%	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,05%
Mn	0,48%	Mn <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1,37%
S	0,67%	SO <sub>3</sub>	1,68%
PPC	2,72%		

As especificações de dosagem dos concretos produzidos encontram-se descritas na Tabela 4, onde a proporção em peso dos componentes sólidos é apresentada no formato cimento/ areia/brita.

Tabela 4 - Resumo dos traços dos concretos utilizados.

Traço	Tipo de Cimento	Classe de Resistência	Relação a/c	Cimento [kg/m <sup>3</sup> ]	Aditivo [l/ m <sup>3</sup> ]	Proporção
C30 CPII	CP II-E 32	C 30	0,50	392	1,18	1 : 1,96 : 2,57
C30 CPIII	CP III 32	C 30	0,50	392	1,18	1 : 1,96 : 2,57

Os corpos-de-prova para cada traço foram moldados em cilindros (10x20) cm, de acordo com a NBR 5738 [5]. A partir da retirada das fôrmas (72 horas após a moldagem), os CP's foram mantidos submersos em um reservatório de água à temperatura de 23°C, até 48 horas antes do dia dos ensaios de resistência à compressão.

### Propriedades mecânicas

A resistência à compressão uniaxial foi determinada através do rompimento de seis corpos-de-prova cilíndricos de (10x20) cm, capeados com enxofre, seguindo as prescrições da NBR 5739 [6]. Os valores médios encontrados podem ser vistos na Tabela 5 e na Fig. 1.

Tabela 5 - Resultados do ensaio de resistência à compressão do concreto.

Traço	Classe de Resistência	Resistência à Compressão [MPa]					
		3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias	91 dias
C30 CP II	C 30	18,3	27,7	32,3	35,6	40,4	43,5
C30 CP III	C 30	13,9	21,5	27,5	35,6	40,1	45,7

Verifica-se que os corpos-de-prova fabricados com os cimentos do tipo CP II-E 32 apresentaram ganhos de resistência, nas primeiras idades, superiores aos fabricados com os cimentos CP III 32. Tais resultados indicam que maiores adições de escória retardam os ganhos de resistência. Cabe observar que a superfície específica Blaine do cimento CP II, com valor de 3820 cm<sup>2</sup>/g (NBR NM 76/98), foi superior à do cimento CP III, que apresentou resultado igual a 3350 cm<sup>2</sup>/g (NBR NM 76/98), o que lhe confere uma maior reatividade.

### Caracterização e Análise das Microestruturas do Concreto

Buscou-se identificar as fases presentes e caracterizar os constituintes da microestrutura do concreto ao longo do processo de hidratação dos aglomerantes utilizados. Ensaios de espectroscopia de difração de raios X foram realizados com tal propósito em amostras pulverizadas de diâmetro menor que 38 µm (passante na peneira # 400).



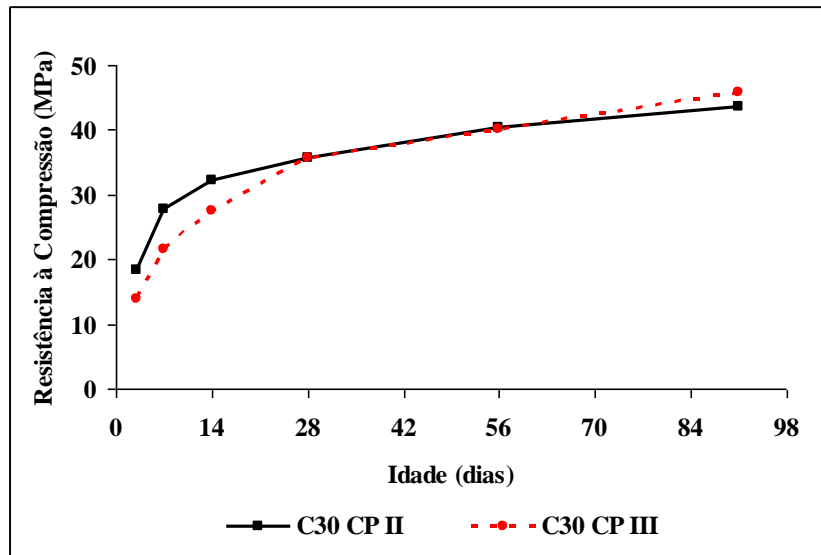


Figura 1 - Evolução da resistência ao longo do tempo para os traços C30 CP II e C30 CP III.

Os ensaios por difratometria de raios X foram realizados em um equipamento Philips - Modelo PW 1810 (tubo de cobre, 40 kV). As fases mineralógicas foram identificadas obedecendo aos padrões estabelecidos pelo ICDD - International Center for Diffraction Data [7].

As fases identificadas foram agrupadas em três categorias, conforme apresentado na Tabela 6. As análises foram feitas somente a partir das fases anidras e hidratadas do cimento, uma vez que as fases provenientes dos agregados são inertes, não trazendo informações relevantes para o presente estudo.

Tabela 6 - Fases mineralógicas identificadas em amostras de argamassas retiradas das matrizes dos concretos ensaiados.

Procedência	Fase Identificada	Fórmula Química
Agregados	Albita	$\text{NaAlSi}_3\text{O}_8$
	Clorita	$\text{Mg}_3(\text{Si}_4\text{O}_{10})(\text{OH})_2 \cdot \text{Mg}_3(\text{OH})_6$
	Hornblenda	$\text{Ca}_2\text{Na}(\text{Mg},\text{Fe})_4(\text{Al},\text{Fe},\text{Ti})_3(\text{Si}_8\text{O}_{22})(\text{O},\text{OH})_2$
	Microclina	$\text{KAlSi}_3\text{O}_8$
	Quartzo	$\text{SiO}_2$
Fases não hidratadas dos cimentos	Alita ( $\text{C}_3\text{S}$ )	$\text{Ca}_3\text{SiO}_5$
	Belita ( $\text{C}_2\text{S}$ )	$\text{Ca}_2\text{SiO}_4$
	Calcita	$\text{CaCO}_3$
	Gehlenita	$\text{Ca}_2\text{AlSi}_2\text{O}_7$
	Gipso*	$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$
Fases hidratadas dos cimentos	Etringita	$\text{Ca}_6(\text{Al}(\text{OH})_6)_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 26\text{H}_2\text{O}$
	Portlandita	$\text{Ca}(\text{OH})_2$

\*Gipso é uma fase originalmente hidratada antes de sua adição no cimento.

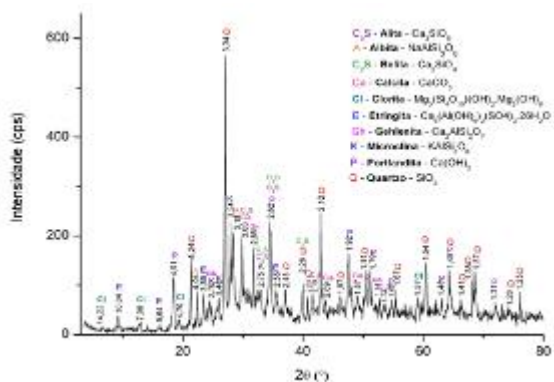
As Figuras 2 e 3 apresentam a série completa de difratogramas de raios X das amostras extraídas dos traços C30 CPII e C30 CPIII nas idades de 3, 7, 14, 28, 56 e 91 dias.

Comparando os difratogramas apresentados nas Figuras 2 e 3, verifica-se que, em cada idade, não ocorreu nenhuma alteração significativa no padrão dos difratogramas em decorrência dos diferentes teores de escória adicionados, conforme indicado na Tabela 1. Tal constatação, já discutida por Laranjeira [8], confirma, mais uma vez, a viabilidade da substituição do clínquer de cimento Portland pela escória de alto-forno, pois a expressiva reatividade apresentada a qualifica como um aditivo de alta qualidade para os fins propostos.

A presença de alita ( $C_3S$ ) e de belita ( $C_2S$ ) em todos os ensaios executados indica que as reações de hidratação não se processaram completamente. Como a hidratação dessas fases gera ganhos na resistência do concreto, esse processo tardio pode ser responsável por parte dos ganhos residuais de resistência até a idade de 91 dias, ainda que tais ganhos ocorram com taxas muito inferiores às observadas até os primeiros 28 dias. Esse fato pode ser comprovado através da observação da Tabela 5.

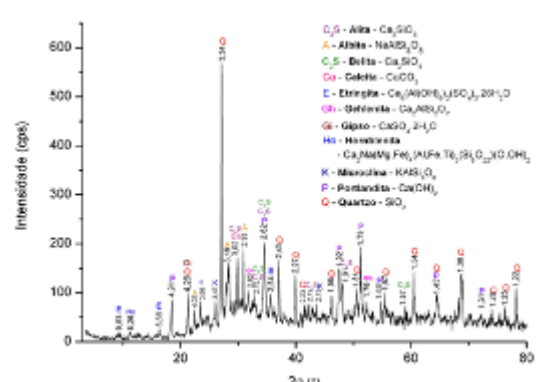
C30 CP II

Idade de 3 dias

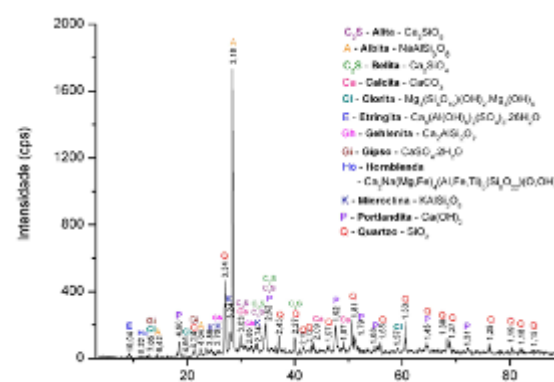


C30 CP III

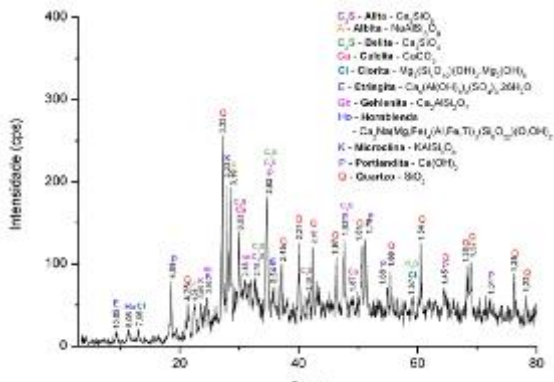
Idade de 3 dias



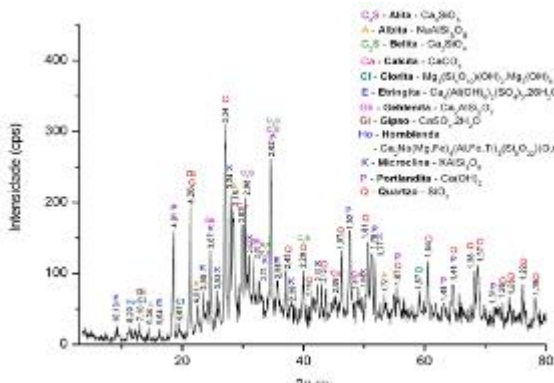
Idade de 7 dias



Idade de 7 dias



Idade de 14 dias



Idade de 14 dias

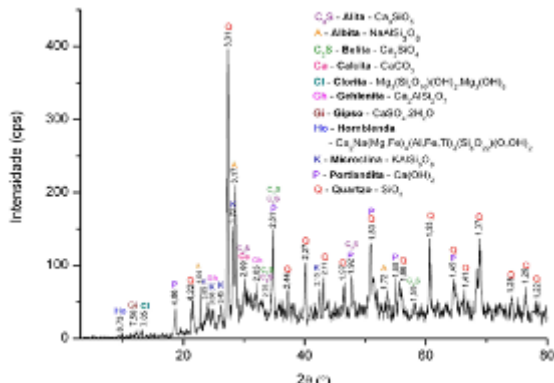
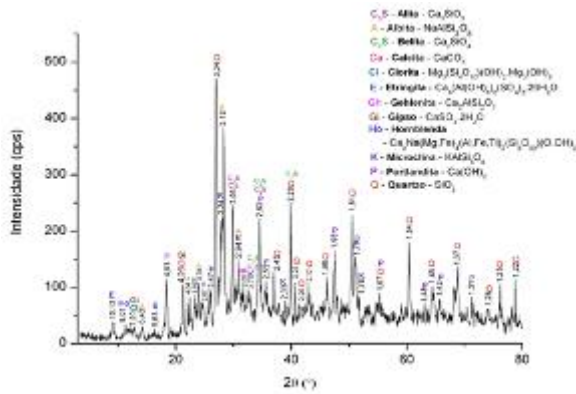


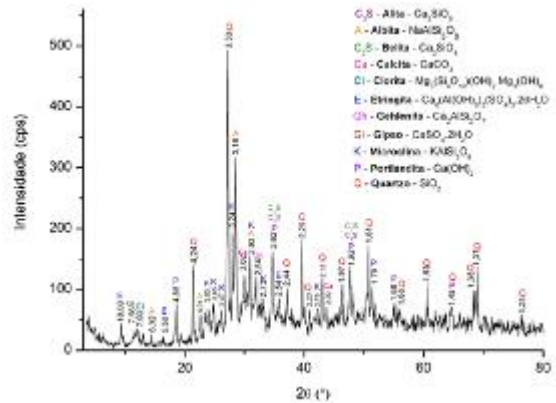
Figura 2 - Resultado do ensaio de espectroscopia de difração de raios X realizado na argamassa da matriz dos concretos C30 CP II e C30 CP III aos 3, 7 e 14 dias de idade.

C30 CP II

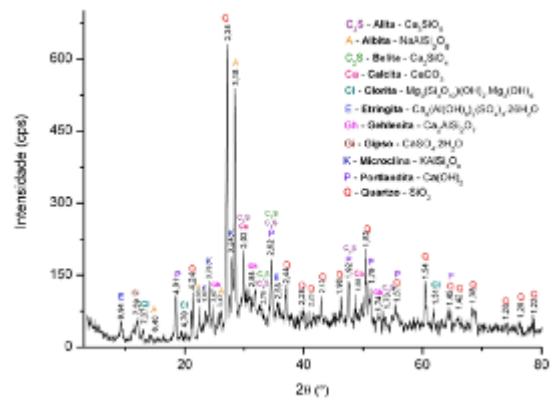
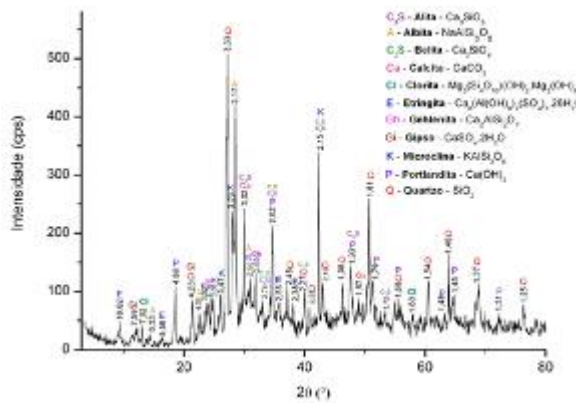
Idade de 28 dias



C30 CP III



Idade de 56 dias



Idade de 91 dias

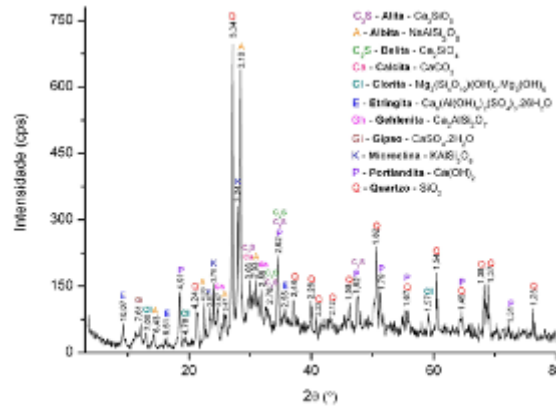
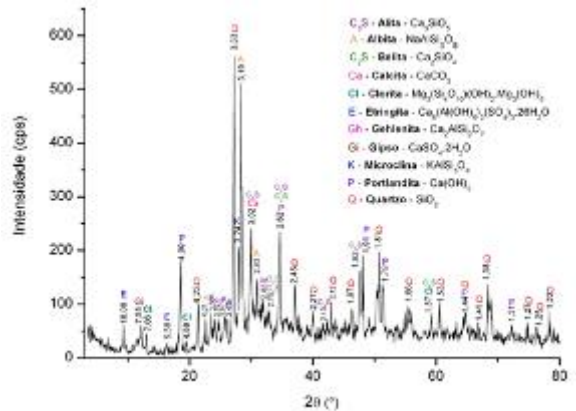


Figura 3 - Resultado do ensaio de espectroscopia de difração de raios X realizado na argamassa da matriz dos concretos C30 CPlI e C30 CPlII aos 28, 56 e 91 dias de idade.

Conforme esperado, os difratogramas dos concretos ensaiados aos 3 dias de idade identificaram a presença de etringita (AFt). A etringita é o primeiro hidrato a se cristalizar devido à elevada relação sulfato/alumínio no início da hidratação. A formação da etringita contribuiu para a perda de consistência e para o início da solidificação da pasta, com a formação de um pico de calor. Não foi identificada nos difratogramas a presença de monossulfatos. Segundo Taylor [9], a fase AFm é consideravelmente menos cristalina nas pastas de cimento que o monossulfato puro.

O espectro de difração de raios X não revelou raias típicas indicando a presença da fase bem cristalizada de C-S-H-gel, conforme mencionado na literatura [8, 9]. As três principais raias comumente citadas, pertencentes ao C-S-H, se situam a 3,0 - 3,1 Å, 2,8Å e 1,8Å [8]. O que se verificou claramente nos ensaios realizados foi a presença de uma banda de amorfização, situada entre 20° e 40° em 2θ, reafirmando a presença de C-S-H observada em grande quantidade nos ensaios de microscopia eletrônica de varredura.

A hidratação do cimento Portland gera uma quantidade de Portlandita da ordem de 20% da massa do cimento anidro, cuja presença tem um efeito negativo sobre a resistência mecânica [10]. A combinação deste hidróxido de cálcio com constituintes da escória forma uma estrutura composta basicamente por C-S-H, muito mais compacta e mecanicamente mais resistente que a original.

Com o intuito de se determinar o teor de Portlandita presente nas diversas idades e traços dos concretos ensaiados, fez-se uma análise comparativa da intensidade relativa de seus picos principais identificados nos respectivos difratogramas. O quartzo foi utilizado como padrão interno, por ser um material inerte e representar o pico de maior intensidade em praticamente todas as amostras ensaiadas. Os resultados obtidos podem ser vistos na Figura 4.

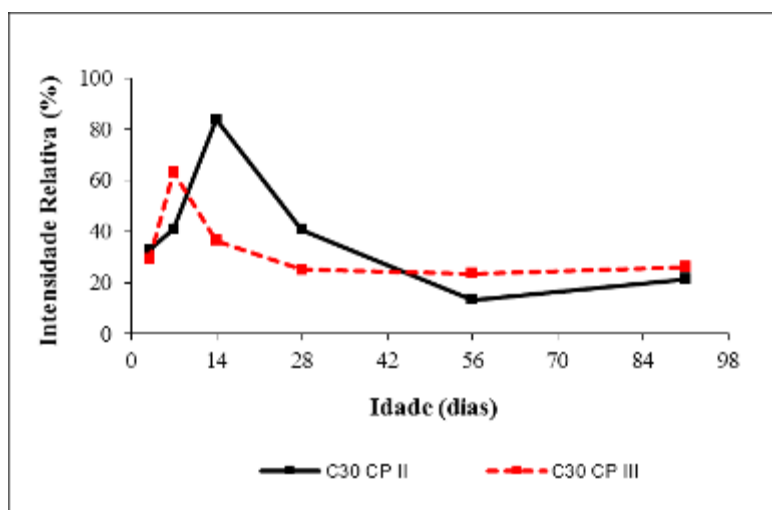


Figura 4 - Intensidade relativa dos picos principais de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  obtidos nos ensaios de espectroscopia de difração de raios X realizados na argamassa da matriz dos concretos da classe C30.

Os resultados mostram que a portlandita está presente em maiores quantidades nas primeiras idades. Este comportamento pode estar ocorrendo em função da hidratação do silicato tricálcico presente nos cimentos utilizados. A partir dos quatorze dias, verificou-se, de um modo geral, uma tendência da redução dos teores de hidróxido de cálcio na argamassa do concreto, provavelmente em função das reações com os constituintes da escória de alto-forno presente na composição dos cimentos utilizados.

A redução da quantidade de hidróxido de cálcio, ao longo do tempo, nos concretos fabricados com adições de escória de alto-forno gera uma redução na reserva alcalina do material, podendo deixá-lo mais suscetível à deterioração por meio da carbonatação, conforme já relatado por Isaia *et al.* [11] e Matala [12]. Como, concomitantemente, a estrutura se torna mais densa à medida que os teores de hidróxido de cálcio são reduzidos, os efeitos danosos da redução dessa reserva alcalina são supostamente minimizados conforme relatado por Mehta e Monteiro [1].

## Conclusões

Analisando a evolução, ao longo do tempo, da resistência à compressão para os traços fabricados com os cimentos CP II-E 32 e CP III 32, respectivamente, pode-se concluir que as resistências almeçadas, para a idade de 28 dias, foram alcançadas em ambos os casos. Verifica-se também que nas idades até 56 dias, os valores de resistência obtidos com o cimento CP II-E 32 não foram superados pelos obtidos com o cimento CP III 32. Aos 91 dias de idade este fato se inverte: as

resistências do concreto produzido com cimento CP III 32 foi maior em relação aos fabricados com cimento CP II E 32.

Não ocorreu nenhuma alteração significativa no padrão dos difratogramas em decorrência dos diferentes teores de escória adicionados, conforme indicado na Tabela 1. Tal constatação confirma mais uma vez a viabilidade da substituição do clínquer de cimento Portland pela escória de alto-forno, pois a expressiva reatividade apresentada a qualifica como um aditivo de alta qualidade para os fins propostos.

A presença de alita ( $C_3S$ ) e de belita ( $C_2S$ ) em todos os ensaios de difração de raios-X executados para as idades estudadas indica que as reações de hidratação não se processaram completamente. Como a hidratação dessas fases gera ganhos na resistência do concreto, esse processo tardio pode ser responsável por parte dos ganhos residuais de resistência até a idade de 91 dias, ainda que tais ganhos ocorram com taxas muito inferiores às observadas até os primeiros 28 dias.

O teor de portlandita aumenta nas primeiras idades, supostamente em função da hidratação do silicato tricálcico presente nos cimentos utilizados. A partir dos quatorze dias, verifica-se de um modo geral, uma tendência da redução dos teores de hidróxido de cálcio na argamassa do concreto, provavelmente em função das reações com os constituintes da escória de alto-forno presente na composição dos cimentos utilizados.

## Referências

- [1] P.K. Mehta; P.J.M. Monteiro: Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais. 3. ed. São Paulo: IBRACON, 2008. 674 p.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 11578: Cimento Portland composto - Especificação, Rio de Janeiro, 1997.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 5735: Cimento Portland de alto-forno, Rio de Janeiro, 1991.
- [4] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 143. Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete. ASTM Committee C09 on Concrete and Aggregates, 2010.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 5738: Concreto – Procedimentos para moldagem e cura de corpos de prova, Rio de Janeiro, 2003.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 5739: Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto, Rio de Janeiro, 2007.
- [7] ICDD. International Centre for Diffraction Data. *Ex Joint Committee on Powder Diffraction Standards*. Swarthmore, 2011.
- [8] E.B. Laranjeira: Adição da Escória Granulada de Alto-forno em Argamassas de Cimento Portland: Influência na Resistência Mecânica, Composição de Fases e Microestrutura. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Minas - Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, Brasil, 1991. 104 p.
- [9] H.F.W. Taylor: Cement Chemistry. 2ed. London: Thomas Telford, 1997. 459 p.
- [10] H. Uchikawa: Effect of blending components on hydration and structure formation. In: Proceedings of 8th International Congress of the Chemistry of Cements, Rio de Janeiro, vol. I, p. 249-280, 1986.
- [11] G.C. Isaia, *et al.*: Como diminuir a despassivação da armadura e aumentar o desempenho estrutural com altos teores de adições minerais e cal hidratada. In: Simpósio Epusp sobre estruturas de concreto. Anais. USP. São Paulo. 2003.

- [12] S. Matala: Carbonation mechanism in the granulated blast furnace slag concrete. In: 10th INTERNATIONAL CONGRESS ON THE CHEMISTRY OF CEMENT, 1994, Detroit: Proceedings... Detroit: 1994. p.1-30.



## Resistência à carbonatação de betões de elevado volume de cinzas volantes

REIS Rui<sup>1, a</sup>, MALHEIRO Raphael<sup>1, b</sup>, CAMÕES Aires<sup>1, c</sup> e RIBEIRO Manuel<sup>2, d</sup>

<sup>1</sup> C-TAC, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Campus de Azurém, 4800-058, Guimarães, Portugal

<sup>2</sup> UIDM, ESTG, Instituto Politécnico de Viana do Castelo, 4900-347, Viana do Castelo, Portugal

<sup>a</sup>ruicunhareis@gmail.com, <sup>b</sup>raphamalheiro@gmail.com, <sup>c</sup>aires@civil.uminho.pt, <sup>d</sup>ribeiro@estg.ipvc.pt

**Palavras-chave:** Carbonatação, Sustentabilidade, Durabilidade, Cinzas volantes.

**Resumo.** A indústria do cimento é responsável por uma larga cota dos problemas ambientais a nível global: é a maior consumidora dos recursos naturais; é a maior responsável pela emissão de gases de efeito de estufa incluindo cerca de 1.8 Gt de CO<sub>2</sub>/ano; e necessita de enormes quantidades de energia, correspondendo entre 12 a 15% da energia industrial utilizada. O cimento também não é utilizado da forma mais adequada, pois 40% do consumo de betão deve-se à reparação e renovação das construções, o que torna as estruturas de betão pouco eficientes devido à sua relativamente baixa durabilidade. Contudo, no futuro, o betão poderá e deverá evoluir no sentido de melhorar a sua eco-eficiência, utilizando menor quantidade de cimento na sua composição, substituindo-o por elevado volume de adições minerais, nomeadamente cinzas volantes. No entanto, a tecnologia atual não permite que este tipo de betão seja eficiente, pois a sua durabilidade a longo prazo pode estar comprometida. De facto, com o aumento da dosagem de adições minerais, os componentes alcalinos da pasta são consumidos na reação pozolânica, podendo comprometer a camada passivante, protetora das armaduras, ficando o betão vulnerável à carbonatação. Este artigo explora uma metodologia promissora para a mitigação deste problema, que consiste na adição criteriosa de cal hidratada na composição do betão, realçando as sinergias dos seus componentes, para que este resista à carbonatação. Propõe-se, assim, fabricar um betão de elevado volume de cinzas volantes, com pouco cimento mas de elevada vida útil: um betão eficiente e sustentável. Neste contexto, desenvolveu-se uma campanha experimental com o objetivo de caracterizar o comportamento de betão de elevado volume de cinzas volantes, nomeadamente no que diz respeito à sua durabilidade. Os resultados serão apresentados e devidamente analisados.

### Introdução

A corrosão das armaduras de aço inseridas no betão é uma das formas de dano mais grave e frequente nas estruturas dos edifícios [1-5], sendo no caso das estruturas de betão armado, o principal veículo para a sua degradação e conseqüente diminuição da sua vida útil [5-10]. Além dos danos provocados nas construções, é necessário adicionar os custos económicos da reabilitação, bem como os prejuízos sociais e operacionais. Se a corrosão não for detetada e tratada, o betão ficará mais exposto aos agentes agressores, proporcionando o aparecimento de mais danos, com o conseqüente agravamento das patologias, podendo mesmo diminuir drasticamente o desempenho de betão e a sua longevidade [7]. A carbonatação é precisamente uma das origens de corrosão mais importante que ocorrem nas estruturas de betão armado [3, 5], podendo dizer-se, de forma simplificada, que é um caso de ataque químico no qual os agentes agressivos são os gases constituintes da atmosfera, essencialmente o dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>), o dióxido de enxofre (SO<sub>2</sub>) e o gás sulfídrico (H<sub>2</sub>S) [5, 11, 12]. Estes,



normalmente difundem-se sob a forma gasosa na solução intersticial do sistema poroso, pelas fissuras do betão ou na interface pasta-agregado, neutralizando os compostos alcalinos, podendo provocar a queda do pH para valores inferiores a nove, destruindo-se assim a proteção passiva de forma generalizada e originando corrosão [4, 13-16] (Fig. 1).

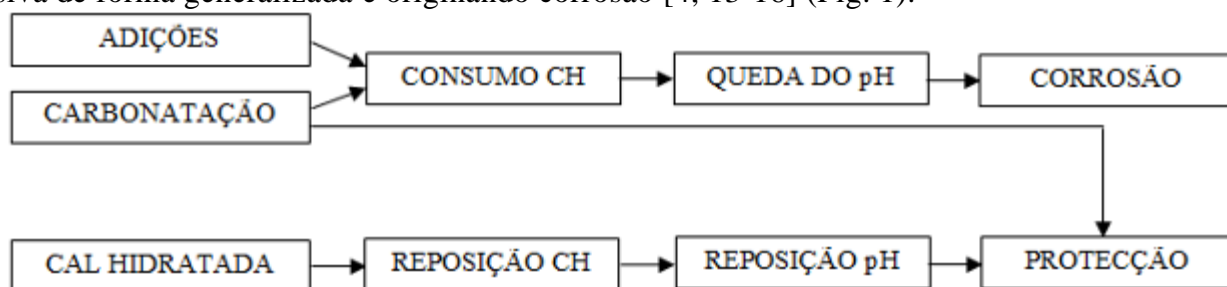


Figura 1 – Carbonatação com elevado volume de adições

Os principais compostos alcalinos presentes na pasta hidratada suscetíveis de reagir com o dióxido de carbono são os hidróxidos de potássio, de sódio e de cálcio (CH), sendo este último o mais importante (Eq. 1). Por este motivo, é uma patologia mais suscetível em zonas urbanas, industriais ou em locais com elevadas concentrações de dióxido de carbono [17], pelo que acaba por ser dominante precisamente nos meios de maior desenvolvimento da civilização.



Mas, a suscetibilidade ao ataque dos agentes exteriores também está relacionada com a qualidade do betão [18], e por estranho que pareça, o betão da era moderna poderá ser mais vulnerável do que o betão tradicional. A composição do betão tem sofrido muitos avanços tecnológicos, principalmente a partir da primeira metade do século XX. Um dos mais importantes é a capacidade de incorporar adições minerais como substituto de cimento [19]. A produção crescente de certas adições minerais, tais como as cinzas volantes, cria um problema de tratamento, armazenamento e controlo do ambiente, pelo que urge, há mais de uma década, encontrar uma solução eficaz para a sua utilização [20]. Como o betão é o segundo material mais consumido pelo Homem, superado apenas pela água [19, 21, 22], o betão é, naturalmente, um veículo atrativo para incorporar teores elevados de subprodutos industriais com vantagens técnicas, económicas e ambientais [13, 19, 22-24], sendo um paradigma do desenvolvimento sustentável da indústria do cimento e do betão [25]. Hoje em dia, na construção corrente, encontram-se betões com 20 a 40% de adições, sendo possível, em situações muito pontuais, chegar aos 70% [26]. Mas, com esta escalada no volume de adições como substituição do cimento, o fenómeno da carbonatação agrava-se [27], podendo pôr em causa as vantagens da utilização de elevados volumes de adições.

Na hidratação do cimento, dois dos primeiros compostos a hidratar são o silicato tricálcico (alite) e o silicato bicálcico (belite) (Eq. 2 e 3): estes reagem com a água, formando bissilicatos de cálcio hidratados (C-S-H) e portlandite (CH). A resistência mecânica do betão deve-se essencialmente aos C-S-H, sendo que os derivados da alite são responsáveis pelas resistências nas primeiras idades, e os derivados da belite pelas resistências nas idades mais avançadas [28]. Já o CH representa cerca de 20 a 25 % do volume de sólidos da pasta de cimento hidratada, não participa na resistência, tem influência negativa na resistência ao ataque químico [29], embora confira alcalinidade ao betão [21, 30]. Na presença de adições pozolânicas, estas utilizam o CH para a sua hidratação (Eq. 4), provocando a queda da alcalinidade do betão e, portanto, aumentando a suscetibilidade à carbonatação [11] (Fig. 1), que por sua vez acelera o consumo de CH, agravando ainda mais o processo.





Este trabalho propõe adicionar artificialmente a reserva alcalina que irá ser consumida pelas cinzas volantes e pela carbonatação, incorporando cal hidratada (CH) na composição inicial, contabilizada na massa de agregado. Esta técnica aparenta apresentar duas vantagens: mais reagente para a reação pozolânica com produção de silicatos adicionais (aumento da resistência mecânica e de durabilidade), mas também maior alcalinidade para manter a camada passivante das armaduras e fornecer proteção à carbonatação perante o ataque (Fig. 1).

### Programa experimental

O programa experimental focou-se no estudo das composições indicadas na Tabela 1. A mistura de referência adotada pretende ser equivalente à argamassa contida num betão de elevado desempenho, autocompactável com 500 kg/m<sup>3</sup> de cimento, 731 kg/m<sup>3</sup> de agregado e uma razão água/ligante (A/L) de 0.25.

Para cada mistura realizaram-se 3 amassaduras com 3 razões A/L diferentes e uma dosagem de 1,7% de superplastificante (SP), relativa à massa de ligante. O total de massa ligante (L) refere-se ao somatório de massas do cimento (C), cinzas volantes (CV) e metacaulino (MTK). A cal hidratada C<sub>HID</sub> foi contabilizada na massa de agregado, juntamente com a areia (M). Foram elaborados provetes 40x40x160 mm<sup>3</sup>, para todas as composições, para ensaios de carbonatação acelerada. Após a amassadura e antes da moldagem, avaliou-se trabalhabilidade por intermédio da realização do ensaio de espalhamento [31]. Os provetes mantiveram-se em cura em água saturada de CH durante 38 dias [32] e, seguidamente, foram submetidos em estufa a um ambiente com 40 °C de temperatura durante dois dias. Posteriormente, realizou-se um ensaio de resistividade elétrica, após o qual duas faces opostas e os dois topos dos provetes foram selados com parafina, dando entrada na câmara climática de carbonatação com 4 ± 0.5% de CO<sub>2</sub>, 55 ± 5% de HR e a 20 ± 2 °C. Aí permaneceram durante 100 dias, posteriormente foram partidos e pulverizados com indicador de timolftaleína (Fig. 2 (esq)).

Foram também produzidos provetes 40x40x160 mm<sup>3</sup>, para ensaio de absorção por capilaridade, realizados de acordo com a EN 1015-18 [32] e provetes cúbicos com 50 mm de aresta para o ensaio de absorção por imersão (assinalados com \* na Tabela 1), realizados de acordo com a especificação E394 [33]. Estes ensaios foram realizados com provetes carbonatados e não carbonatados, pelo que metade destes provetes foi submetida, também, à câmara climática de carbonatação durante 100 dias e outra metade permaneceu em cura em água saturada de CH. Os provetes para ensaio de absorção por capilaridade foram preparados para a câmara climática, com parafina em todas as faces exceto na zona de fratura, a única que ficará em contacto com o CO<sub>2</sub> (Fig. 2 (dir)).

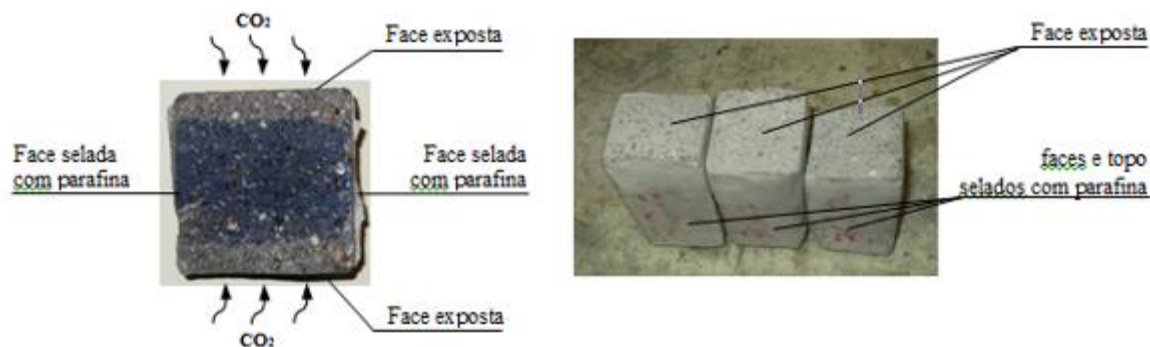


Figura 2 – Selagem com parafina. Avaliação da carbonatação (esq) e capilaridade (dir)

O cimento utilizado foi do tipo CEM I 42.5R, proveniente do centro de produção do Outão da Secil, o agregado foi constituído por areia comercial rolada 0/4 proveniente de rio, e um superplastificante

de última geração com base numa cadeia de éter policarboxílico modificado, da marca BASF, referência Glenium Sky 617. Dada a importância da caracterização das cinzas volantes, foi realizado um ensaio de difração de raios X (DRX) com um equipamento Bruker D8 Advance (Fig. 3 (esq.)) e uma espectrometria de fluorescência de raios X (FRX) com um equipamento Philips X' Unique II, de forma a quantificar as fases reativas pela metodologia de Rietveld. Foi ainda utilizado um microscópio eletrónico de varrimento Hitachi SU1510 (MEV) para avaliar a qualidade das cinzas volantes, verificando-se que são essencialmente constituídas por cenosferas, encontrando-se uma pequena percentagem aprisionadas em aglomerados de carbono (Fig. 4). Para caracterizar o potencial em CH da cal hidratada e a quantidade de carbonato de cálcio presente, adotou-se análises térmicas simultâneas (ATS) em equipamento Netzsch 402 EP, com uma velocidade de aquecimento de 10 °C/min (Fig. 3 (dir.)), acrescido de uma análise de DRX para determinar a forma de cristalização do carbonato de cálcio. As características dos materiais estão descritas na Tabela 2.

Tabela 1 – Composições estudadas

Designação		A/L	Materiais							
			L	C	CV	MTK	C <sub>HID</sub>	M	A	SP
			[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[%L]
I	100C *	0.25	856	856	0	0	0	1252	214	1.70
		0.30	856	856	0	0	0	1141	257	1.70
		0.35	856	856	0	0	0	1029	300	1.70
II	50C+50CV *	0.25	856	428	428	0	0	1151	214	1.70
		0.30	856	428	428	0	0	1040	257	1.70
		0.35	856	428	428	0	0	928	300	1.70
III	50C+50CV+2,5Cal	0.25	856	257	599	0	21.4	1126	214	1.70
		0.30	856	257	599	0	21.4	1015	257	1.70
		0.35	856	257	599	0	21.4	903	300	1.70
IV	50C+50CV+5Cal	0.25	856	257	599	0	42.8	1101	214	1.70
		0.30	856	257	599	0	42.8	990	257	1.70
		0.35	856	257	599	0	42.8	878	300	1.70
V	50C+50CV+10Cal	0.25	856	257	599	0	85.6	1051	214	1.70
		0.30	856	257	599	0	85.6	940	257	1.70
		0.35	856	257	599	0	85.6	828	300	1.70
VI	50C+50CV+15Cal *	0.25	856	428	428	0	128	1002	214	1.70
		0.30	856	428	428	0	128	890	257	1.70
		0.35	856	428	428	0	128	779	300	1.70
VII	50C+50CV+20Cal	0.25	856	257	599	0	171.2	952	214	1.70
		0.30	856	257	599	0	171.2	840	257	1.70
		0.35	856	257	599	0	171.2	728	300	1.70
VIII	50C+50CV+30Cal *	0.25	856	428	428	0	257	852	214	1.70
		0.30	856	428	428	0	257	740	257	1.70
		0.35	856	428	428	0	257	628	300	1.70
IX	30C+70CV *	0.25	856	257	599	0	0	1111	214	1.70
		0.30	856	257	599	0	0	999	257	1.70
		0.35	856	257	599	0	0	887	300	1.70
X	30C+70CV+15Cal *	0.25	856	257	599	0	128	961	214	1.70
		0.30	856	257	599	0	128	850	257	1.70
		0.35	856	257	599	0	128	738	300	1.70
XI	30C+70CV+30Cal *	0.25	856	257	599	0	257	811	214	1.70
		0.30	856	257	599	0	257	700	257	1.70
		0.35	856	257	599	0	257	588	300	1.70
XII	50C+40CV+10MTK	0.25	856	428	342	86	0	1156	214	1.70
		0.30	856	428	342	86	0	1044	257	1.70
		0.35	856	428	342	86	0	933	300	1.70
XIII	40C+55CV+5MTK	0.25	856	342	471	43	0	1133	214	1.70
XIV	40C+50CV+10MTK	0.25	856	342	428	86	0	1136	214	1.70
		0.30	856	342	428	86	0	1024	257	1.70
		0.35	856	342	428	86	0	912	300	1.70
XV	50C+40CV+10MTK+10Cal	0.25	856	428	342	86	85.6	1056	214	1.70
		0.30	856	428	342	86	85.6	944	257	1.70
		0.35	856	428	342	86	85.6	833	300	1.70

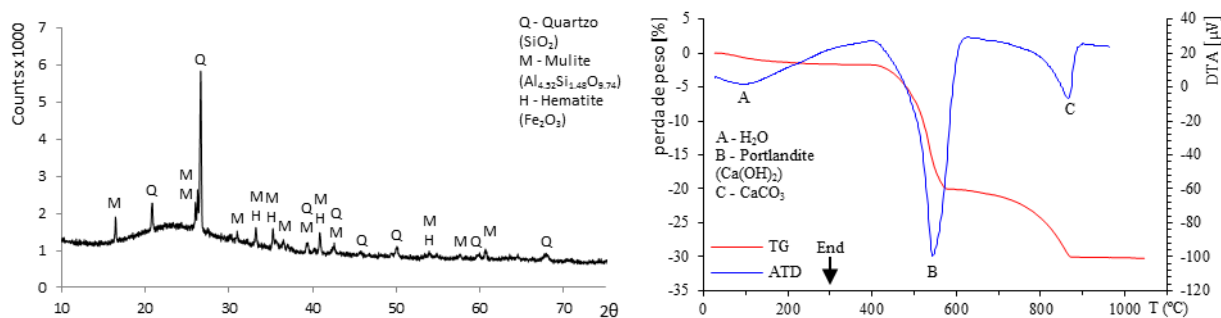


Figura 3 – DRX da cinza volante (esq) e ATS da cal hidratada (dir)

Tabela 2 - Características dos materiais

	CEM I 42.5R	CV			CAL Hid CALCIDRATA	MTK MIBAL C
Propriedades químicas [%]	[34]	FRX	MEV	DRX	ATS/DRX [35]	[36, 37]
SiO <sub>2</sub>	18.27	49.12	56.83	28.7 vítreo *	< 0.4 [35]	47.0
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4.75	27.30	28.59	22.1 vítreo *	< 0.5 [35]	37.1
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.23	8.19	6.86	4.8 vítreo *	< 0.08 [35]	1.3
CaO	63.94	2.36	1.80			0.1
CaO livre	1.39					
MgO	1.31	1.42			< 0.85 [35]	0.15
SO <sub>3</sub>	3.05	1.30				
K <sub>2</sub> O	0.57	3.34	1.97			2
Na <sub>2</sub> O		0.99	1.78			0.2
TiO <sub>2</sub>		2.32				0.3
Cl <sup>-</sup>	0.09					
Outros				15.4 vítreo *		
Teor Carbono		3.65				
Perda ao fogo	2.72	3.97				12.75
Resíduo insolúvel	0.74					
<b>Propriedade físicas</b>						
Massa volúmica [kg/m <sup>3</sup> ]	3100	2420			< 0.08 [35]	2590
Sup.esp. Blaine [cm <sup>2</sup> /g]	4315					
<b>Propriedades mineralógicas [%]</b>						
Quartzo				18.41		
Mulite				7.18		
Hematite				3.41		
Total fase cristalina *				29.00		
Total fase vítrea				71.00		
Portlandite					75.8	
Calcite					22.6	
* Metodologia Rietveld						

Da análise da Fig. 3 e da Tabela 2, verificou-se que as principais fases cristalinas das cinzas volantes são quartzo, mulite e hematite. Para além destas fases, ficou evidenciada a existência de uma quantidade significativa de fase vítrea que se estima em cerca 71% (28.7+22.1+4.8+15.4), com um teor de carbono de 3.65%, o que indicia uma reatividade razoável das cinzas volantes. Prevê-se assim, que a par do efeito pozolânico se verifique uma influência importante do efeito fíler.

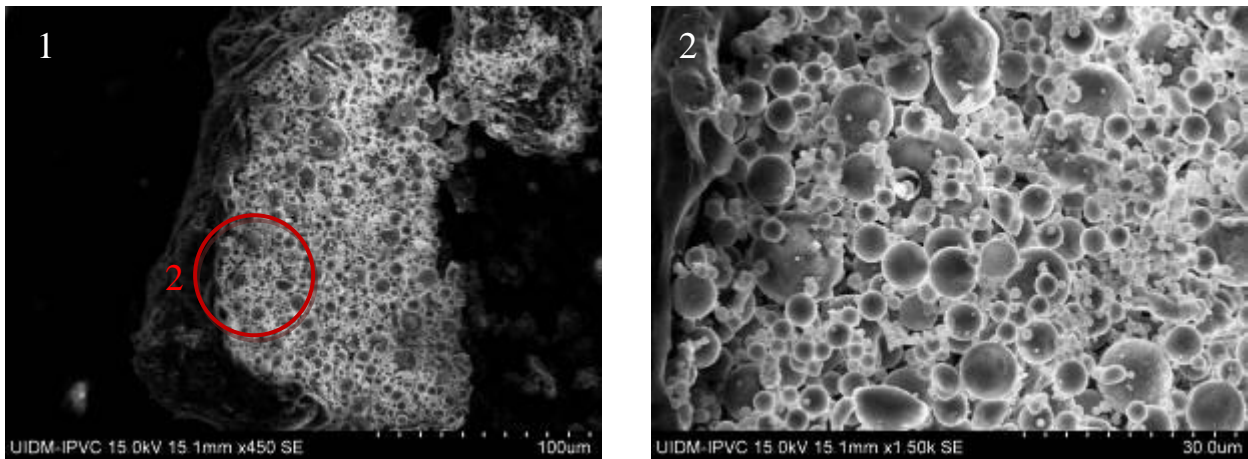


Figura 4 – imagem das cinzas volantes obtidas por MEV

A observação da Fig. 3 (dir) referente à cal hidratada mostrou a existência de alguma água livre identificada nas temperaturas iniciais (pico A), a decomposição da portlandite entre os 410 e 620 °C (pico B) e a decomposição do carbonato de cálcio entre os 620 °C e os 965 °C (pico C). A pureza da cal hidratada não é muito elevada (75,8%), mas expectavelmente é a suficiente para reagir com as cinzas volantes utilizadas, potenciando a ação pozolânica e fornecendo alcalinidade adicional para repor o pH.

## Apresentação e análise de resultados

**Trabalhabilidade.** De acordo com a Fig. 5, algumas misturas não apresentaram trabalhabilidade adequada ou apresentaram segregação (IX-c), pelo que foram rejeitadas. Ficou patente que adição de cinzas volantes incrementa a trabalhabilidade enquanto a adição de cal a faz diminuir. Esta quebra é de tal forma que já não foi possível fabricar uma mistura de 50% de cinzas volantes com 15% de cal hidratada (composição VI-a). Tal é indicador que para grandes quantidades de adição de cal hidratada pode ser necessário sacrificar a trabalhabilidade.

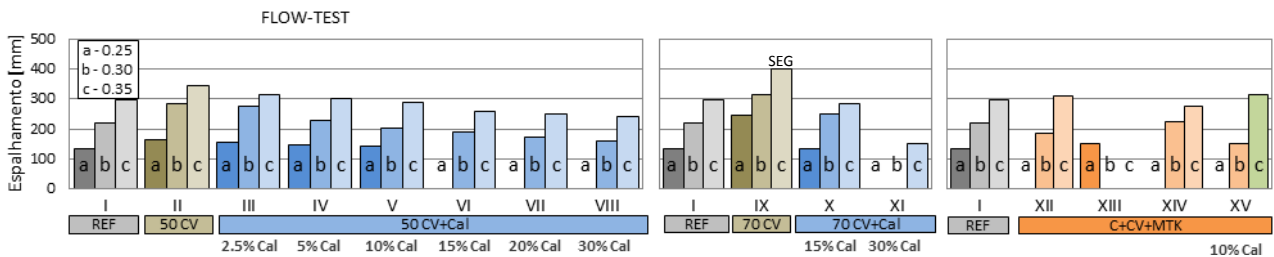


Figura 5: Trabalhabilidade

**Resistividade elétrica.** A resistividade elétrica apresentada corresponde ao valor médio registado em medições nas 4 faces maiores dos provetes 40x40x160 mm<sup>3</sup>. Foi utilizado um resistímetro com 38 mm de espaçamento entre sondas. De acordo com os resultados (Fig. 6), a utilização das adições incrementou a resistividade elétrica, principalmente nas misturas com metacaulino e nas misturas ternárias com 50% de cinzas volantes e cal em quantidades moderadas (até 10% inclusive). Tal facto poderá dever-se à maior compacidade das misturas na presença das adições o que se traduz numa maior dificuldade na difusão do agente agressor, aumentando, assim a durabilidade de todas as composições quando comparadas com as de referência, produzidas sem adições.

**Carbonatação.** Verificou-se que a profundidade de carbonatação foi superior nas misturas contendo adições, sendo mais evidente com a utilização de cinzas volantes (Fig. 7). Tal deve-se ao consumo do CH. A introdução de cal hidratada acarreta menores profundidades de carbonatação, principalmente para quantidades moderadas (até 10%) e baixa razão A/L. Tal pode dever-se ao facto da sílica vítrea das cinzas volantes terem reagido na totalidade, pelo que o excedente de cal embora contribua para a manutenção do pH, não contribuiu para a produção de C-S-H adicional e para o

consequente adensamento da matriz. A utilização de cal hidratada em composições com razões A/L mais elevadas não produziu efeitos positivos, podendo estar associados a uma menor compacidade das argamassas ou a ocorrência de alguma lixiviação durante o período de cura.

A utilização da metacaulino não foi tão eficaz, provavelmente porque este consumiu, juntamente com as cinzas, ainda mais CH ou porque o eventual aumento da densidade da matriz associado ao uso de metacaulino não foi suficiente para impedir a difusão do CO<sub>2</sub>.

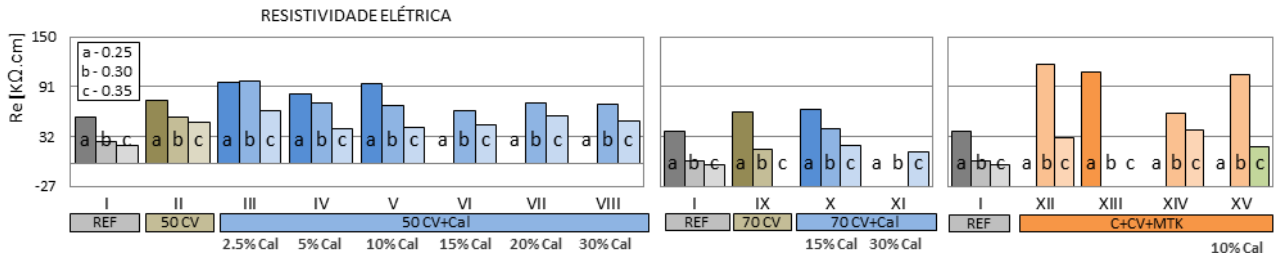


Figura 6: Resistividade elétrica aos 40 dias

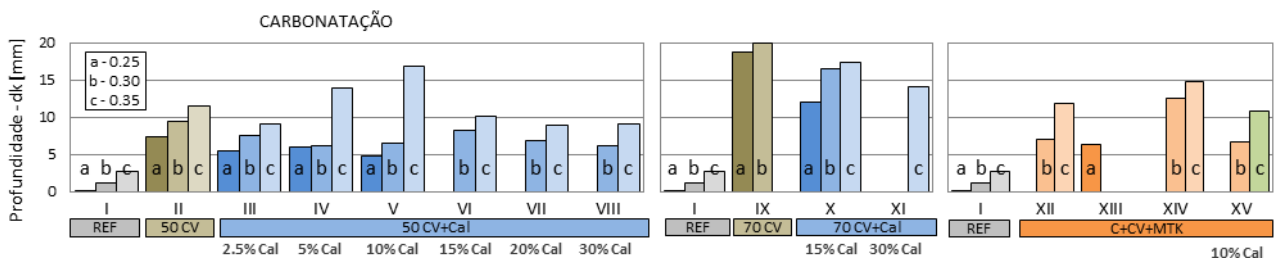


Figura 7: Profundidade de carbonatação

**Absorção de água por imersão e por capilaridade.** Os resultados obtidos no ensaio de absorção de água por imersão permitiram avaliar a porosidade aberta (Fig. 8). O ensaio de absorção de água por capilaridade possibilitou a quantificação do coeficiente de absorção capilar, determinado recorrendo ao método dos mínimos quadráticos, considerando apenas os 10 e 90 minutos de ensaio (Fig. 9). Este indicador refere-se à relação entre a massa de água absorvida por unidade de área em função da raiz quadrada do tempo.

Conforme se pode constatar, quer a porosidade aberta, quer o coeficiente de absorção capilar aumentou com o recurso a adições. A utilização de adições altera a porimetria e a porosidade, podendo dar-se um aumento dos microporos e uma diminuição dos macroporos [11], o que pode explicar o aumento do coeficiente de absorção capilar. Além disso, a presença de uma grande quantidade de finos inertes, sem reatividade pozolânica também aumenta este coeficiente de absorção capilar [38], que é congruente com reatividade das cinzas volantes utilizadas. A porosidade total tende a aumentar com as adições, porque a principal responsabilidade pela diminuição dos vazios da matriz advém da hidratação do cimento [27]. A cal hidratada e as cinzas volantes terão, provavelmente, mais responsabilidade no refinamento dos poros.

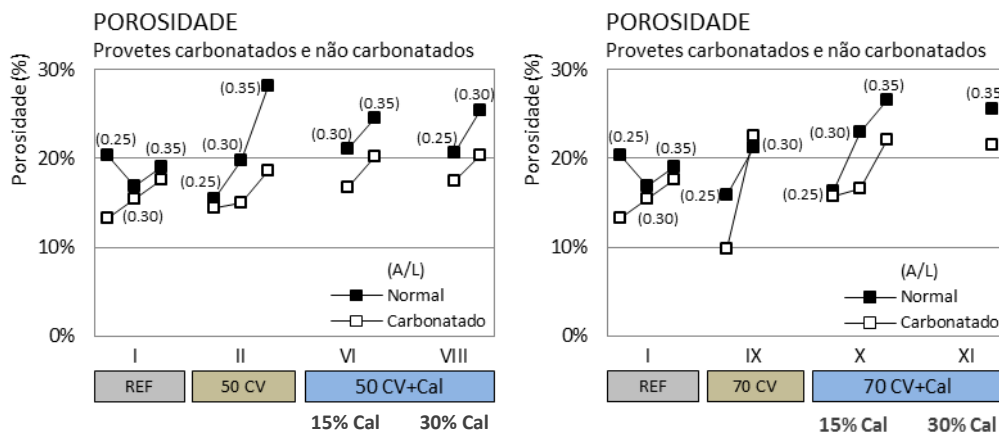


Figura 8: Absorção de água por imersão (porosidade aberta)

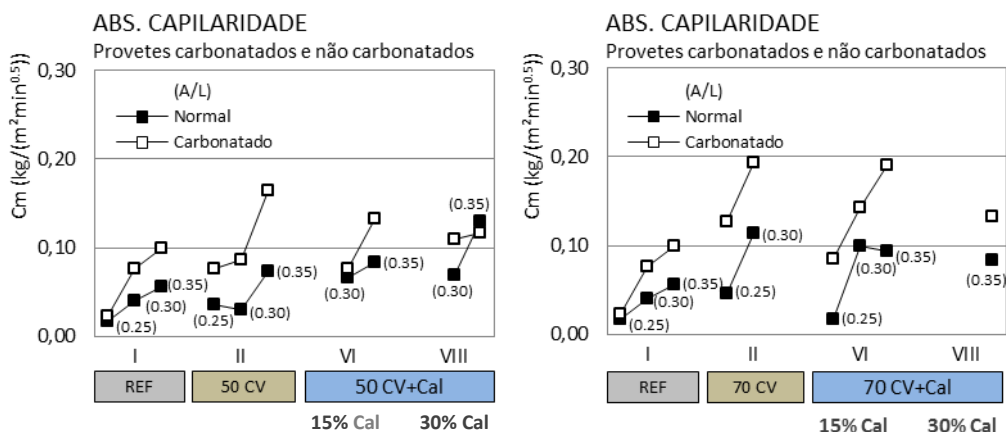


Figura 9: Absorção de água por capilaridade

Nos provetes carbonatados (com ou sem adições) a porosidade aberta foi inferior, tendo um comportamento inverso no coeficiente de absorção capilar. Como a densidade do carbonato de cálcio é superior à do CH, pode dar-se um aumento da fase sólida, que segundo Younsi [13] poderá ir dos de 3 aos 19%. Por outro lado, caso não exista espaço na matriz para acomodação deste aumento, poderá haver lugar a microfissuração [39], o que poderia explicar o aumento do coeficiente de absorção capilar. O aumento de microporos também explica consistentemente o aumento do coeficiente de absorção capilar com a carbonatação, pois existem mais poros e com menor raio.

A cinética do coeficiente de absorção capilar ao longo do tempo, expressa na Fig. 10, para as composições (I, II, VIII, IX e XI), foi marcada por uma grande diferença entre os provetes carbonatados e não carbonatados. Estes últimos apresentaram desenvolvimentos visivelmente superiores. Exceção única para as composições com 50% de cinzas volantes e 15% de cal (VI), cuja diferença é bastante ténue (Fig. 10). Tal pode dever-se a uma matriz mais compacta fornecida pela cal, restringindo assim a criação de produtos de carbonatação. Sabendo que o coeficiente de absorção capilar pode ser fortemente influenciado por zonas de fratura, principalmente na zona da interface [38], a cicatrização desta zona por carbonatação, principalmente na presença de portlandite disponível, poderia também explicar este resultado: aumento do coeficiente de absorção capilar devido à diminuição do raio dos poros, mas ao mesmo tempo deu-se um aumento da formação de C-S-H adicional que obstruiu a rede capilar.

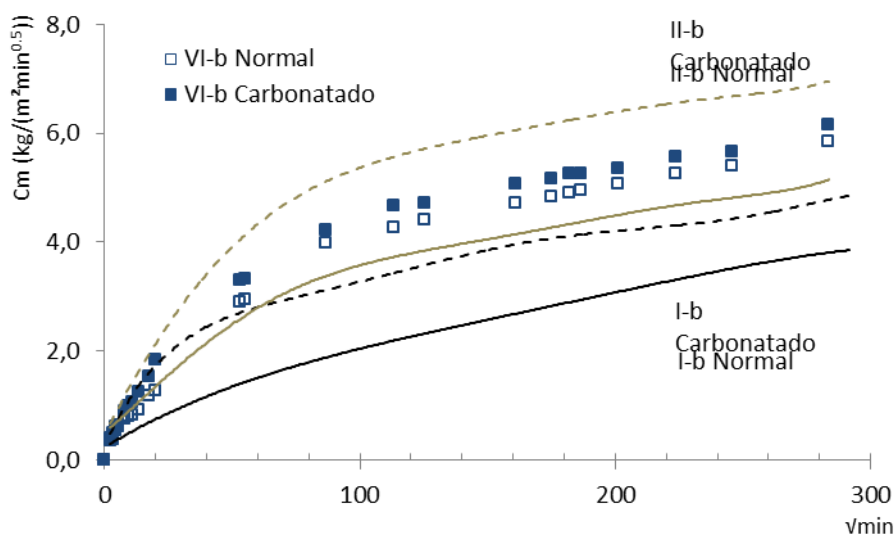


Figura 10: Cinética de absorção de água por capilaridade

## Conclusão

A incorporação de cal hidratada poderá ser uma ferramenta com potencialidades para desenvolver a resistência à carbonatação de betões de elevado volume de cinzas volantes e produzir betões ecológicos eficientes e duráveis. Embora a composição química seja semelhante ao CH resultante da hidratação do cimento, a introdução artificial de CH na composição das amassaduras altera a cinética da reação, principalmente porque uma grande quantidade dos reagentes se encontra presente desde o início da reação e não ao longo da sua maturidade (Eq. 2 a 4).

Para valores modestos de cal hidratada, até 10%, obtiveram-se os melhores resultados. Esta pequena quantidade pode estar relacionada com a qualidade das cinzas volantes, nomeadamente a quantidade de sílica amorfa. Mas uma outra explicação poderá ser dada pela melhor sinergia conseguida, pois grandes quantidades de CH permitem o aumento do pH, mantêm ativa a camada passivante das armaduras e fornecem proteção contra a corrosão. Mas por outro lado, se o teor de CH adicionado no início da amassadura for demasiadamente elevado, essa excessiva presença pode ser prejudicial, uma vez que a portlandite não convertida em C-S-H adicional estará sujeita a efeitos deletérios [29]. Futuros trabalhos deverão desenvolver uma metodologia que permita associar a quantidade e tipo de cinzas volantes com a quantidade ótima de cal hidratada a introduzir no início composição. Outros estudos deverão incidir sobre composições de betão de elevado desempenho ( $A/L \leq 0.40$ ), com elevado volume de adições, mas com quantidade máxima de ligante até aos  $350 \text{ kg/m}^3$ .

## Agradecimentos

Os autores agradecem às equipas do Laboratório de Materiais de Construção da Universidade do Minho e da Unidade de Investigação e Desenvolvimento de Materiais da ESTG do Instituto Politécnico de Viana do Castelo na colaboração desta investigação. Agradecem também a Secil SA, Basf e Mota Engil SA pela amável cedência do cimento, superplastificante e das cinzas volantes, respetivamente.

## Referências

- [1] Helene, P., *Introdução*, in *Manual de reparo, proteção e reforço de estruturas de concreto*, P. Helene, Editor. 2008, Degussa Construction Chemical Brasil: São Paulo.
- [2] Khan, M.I. and C.J. Lynsdale, *Strength, permeability, and carbonation of high-performance concrete*. Cement and Concrete Research, 2002. **32**(1): p. 123-131.
- [3] Rincón, O., et al., eds. *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*. 1997, CYTED (Programa Iberoamericano de Ciência y Tecnología para el Desarrollo: Habana.
- [4] Broomfield, J.P., *Corrosion of steel in concrete: understanding investigation and repair*. 1997, London: E & FN Spon.
- [5] Polito, G., *Corrosão em estruturas de concreto armado: causas, mecanismos, prevenção e recuperação*, in *Engenharia civil*. 2006, Universidade Federal de Minas Gerais: Belo Horizonte.
- [6] Lee, H.J., et al., *A study for carbonation degree on Concrete using a phenolphthalein indicator and fourier-transform infrared spectroscopy*. International Journal of Civil and Environmental Engineering, 2012. **34**(62): p. 184-190.
- [7] Torgal, F.P., et al., *An overview on concrete carbonation in the context of eco-efficient construction: evaluation, use of SCMs and/or RAC*. Construction and Building Materials, 2012. **36**(0): p. 141-150.



- [8] Gonen, T. and S. Yazicioglu, *The influence of compaction pores on sorptivity and carbonation of concrete*. Construction and Building Materials, 2007. **21**(5): p. 1040-1045.
- [9] Thiery, M., *Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires: prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques*, in *Engenharia civil*. 2005, Ecole des Ponts ParisTech.
- [10] Monteiro, I., *Modelação da evolução da carbonatação em elementos de betão armado*, in *Engenharia civil*. 2010, Instituto Superior Técnico: Lisboa.
- [11] Hoppe, A., *Carbonatação em concreto com cinza de casca de arroz sem moagem*, in *Engenharia civil*. 2008, Universidade Federal de Santa Maria: Santa Maria.
- [12] Casore, W., *Estudo da carbonatação da camada de cobrimento de protótipos de concreto com altos teores de adições minerais e cal hidratada*, in *Engenharia civil*. 2008, Universidade Federal de Santa Maria: Santa Maria.
- [13] Younsi, A., *Carbonatation de bétons à forts taux de substitution du ciment par des additions minérales*, in *Engenharia civil*. 2011, Université de la Rochelle.
- [14] Villain, G., M. Thiery, and G. Platret, *Measurement methods of carbonation profiles in concrete: thermogravimetry, chemical analysis and gammadensimetry*. Cement and Concrete Research, 2007. **37**(8): p. 1182-1192.
- [15] Khunthongkeaw, J., S. Tangtermsirikul, and T. Leelawat, *A study on carbonation depth prediction for fly ash concrete*. Construction and Building Materials, 2006. **20**(9): p. 744-753.
- [16] Figueiredo, E.P., et al., *Orientação para o diagnóstico*, in *Manual de reparo, proteção e reforço de estruturas de concreto*, P. Helene, Editor. 2008, Degussa Construction Chemical Brasil: São Paulo.
- [17] Papadakis, V.G., *Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress*. Cement and Concrete Research, 2000. **30**(2): p. 291-299.
- [18] IPQ, *NP EN 206-1:2007*, in *Betão. Parte 1: especificação, desempenho, produção e conformidade*. 2007, IPQ (Instituto Português da Qualidade): Caparica.
- [19] Isaia, G.C. and A.L.G. Gastaldini, *Concrete sustainability with very high amount of fly ash and slag*. IBRACON structures and materials journal, 2009. **2**(3 (September)): p. 244-253.
- [20] Hwang, K.R., T. Noguchi, and F. Tomosawa. *Effects of fine aggregate replacement on the rheology, compressive strength and carbonation properties of fly ash and mortar*. in *6th International conference on the use of fly ash, silica fume, slag, and natural pozzolans in concrete*. 1998. Bangkok: ACI SP-178,.
- [21] Sabir, B.B., S. Wild, and J. Bai, *Metakaolin and calcined clays as pozzolans for concrete: a review*. Cement and Concrete Composites, 2001. **23**(6): p. 441-454.
- [22] Isaia, G.C. and A.L.G. Gastaldini, *Perspectivas ambientais e econômicas do concreto com altos teores de adições minerais: um caso de estudo*. Ambiente Construído, 2004. **4**(2): p. 19-30.
- [23] Dal Ri, M., *Efeitos da adição da cal hidratada em concretos com altos teores de adição mineral na penetração de cloretos e na solução aquosa dos poros do concreto*, in *Engenharia civil*. 2002, Universidade Federal de Santa Maria: Santa Maria
- [24] Younsi, A., et al., *Performance-based design and carbonation of concrete with high fly ash content*. Cement and Concrete Composites, 2011. **33**(10): p. 993-1000.

- [25] Mehta, P.K. *Role of pozzolanic and cementitious material in sustainable development of the concrete industry*. in *6th International conference on the use of fly ash, silica fume, slag, and natural pozzolans in concrete*. 1998. Bangkok: ACI SP-178.
- [26] Metha, P.K. and P. Monteiro, *Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*. 3.<sup>a</sup> ed. 2008, São Paulo: IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto).
- [27] Filho, J., *Sistemas cimento, cinza volante e cal hidratada: mecanismo de hidratação, microestrutura e carbonatação do concreto*, in *Engenharia civil*. 2008, Universidade de São Paulo.
- [28] Neville, A., *Properties of concrete*. 3rd ed. 1994, Singapore: Longman Scientific & Technical.
- [29] Anjos, M., et al., *Avaliação da hidratação de pastas cimentícias com elevados teores de adições minerais*. 2013.
- [30] Coutinho, A., *Fabrico e propriedades do betão*. 4.<sup>a</sup> ed. Vol. I. 2006, Lisboa: LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil).
- [31] CEN, *EN 1015-3: 2004*, in *Methods of test for mortar for masonry - part 3: determination of consistence of fresh mortar (by flow table)*. 2004, CEN (European Committee for Standardization): Brussels.
- [32] CEN, *EN 1015-18:2002*, in *Methods of test for mortar for masonry - Part 18: Determination of water absorption coefficient due to capillary action of hardened mortar (english version)*. 2002, CEN (European Committee for Standardization): Lisboa.
- [33] LNEC, *E 394:1993*, in *Determinação da absorção de água por imersão*. 1993, LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil): Lisboa.
- [34] SECIL, *Cimento Portland EN 197-1 CEM I 42.5: resultados do autocontrolo*. 2013, SECIL - Companhia Geral de Cal e Cimento, S.A.: Outão.
- [35] Calcidrata, *Ficha de especificação de produto: cal hidratada, classe 1, Grau A, Tipo 1, segundo a norma EN 12518: 2008*. 2010, Calcidrata - indústrias de cal, SA.
- [36] Pinto, A.T., *Sistemas ligantes obtidos por activação alcalina do metacaulino*, in *Engenharia Civil*. 2004, Universidade do Minho: Guimarães.
- [37] Reis, R., *Betões eco-eficientes com cinzas volantes e metacaulino*, in *Engenharia civil*. 2009, Universidade do Minho: Guimarães.
- [38] Coutinho, A. and A. Gonçalves, *Fabrico e propriedades do betão*. 2.<sup>a</sup> ed. Vol. III. 1994, Lisboa: LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil).
- [39] Abreu, A., *Estudo da corrosão da armadura induzida por carbonatação em concretos com cinza volante*, in *Engenharia civil*. 2004, Universidade Federal do Rio Grande do Sul: Porto Alegre, RS.



## Avaliação de Concretos autoadensáveis eco-eficientes com adição de resíduos da biomassa da cana-de-açúcar

FARIAS. Evilane Cássia<sup>1\*,a</sup>, LEAL. Nathaly Santana<sup>2,b</sup>, ANJOS. Marcos Alyssandro<sup>2,c</sup> e BORJA. Edilberto Vitorino<sup>2,d</sup>.

<sup>1</sup>Departamento de Engenharia de Materiais – PPGCEM/CCET – Universidade Federal do Rio Grande do Norte - UFRN

<sup>2</sup>Departamento de construção civil– DIACON - Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte/Campus Natal Central

<sup>a</sup>evilane\_cassia@globocom; <sup>b</sup>na.leal@hotmail.com; <sup>c</sup>marcos.anjos@ifrn.edu.br; <sup>d</sup>edilberto.borja@ifrn.edu.br.

**Palavras-chave:** CAA, substituição parcial, adições minerais.

**Resumo.** No processo de produção de açúcar e álcool gera-se como resíduo o bagaço da cana-de-açúcar, utilizado para a co-geração de energia por meio da queima em caldeiras, restando ao final as cinzas residuais do bagaço, geralmente lançadas ao meio ambiente de forma inadequada. Viu-se nesse resíduo uma opção de substituição, em parte, do cimento na fabricação de concretos autoadensáveis (CAA). Este tipo de concreto possui a necessidade de um alto teor de finos, sendo muitas vezes utilizadas as adições minerais como parte desses finos. Dentro deste contexto, o presente artigo analisa a influência da substituição parcial do cimento, por resíduo da biomassa da cana-de-açúcar e metacaulim na dosagem e nas propriedades reológicas do CAA. Para tanto, primeiramente definiu-se a dosagem ideal de aditivos para a confecção dos traços, a partir dos quais se fez análise da influência de diferentes adições minerais no CAA, posteriormente foram executados sete traços: um sem adição mineral e outros seis com substituição parcial do cimento em 10%, 15% e 20% pelas adições minerais e ainda foram realizados ensaios no concreto em estado fresco tais como anel “J”, *slump flow test*, *slump flow T<sub>500</sub> test*, *v-funnel test*, *v-funnel test* com acréscimo de tempo, de modo a comprovar sua autoadensabilidade. As adições minerais proporcionaram um melhor comportamento reológico do CAA, como por exemplo, menor necessidade do uso de cimento, proporcionando menores tempos de escoamento, melhor habilidade passante sem apresentar exsudação ou segregação da mistura, em comparação com o traço de referência que apresentou alguma exsudação.

### Introdução

O concreto autoadensável (CAA) é definido como um concreto fluido que pode ser moldado in loco sem vibração para formar um produto livre de vazios e falhas e que apresente também, capacidade de fluxo através do seu peso próprio preenchendo completamente as fôrmas e atingindo a compactação mesmo em estruturas densamente armadas. O concreto resultante é denso, homogêneo e com as mesmas propriedades de resistência e durabilidade de concretos convencionais compactados [15].

O concreto autoadensável pode ser considerado um dos desenvolvimentos mais revolucionários ocorridos na construção civil nas últimas décadas, principalmente no ramo de pré-fabricados[10].

Ele é utilizado para facilitar e assegurar o enchimento adequado e um bom desempenho estrutural em áreas restritas e membros estruturais fortemente armados. Assim proporciona muitas vantagens, incluindo o seguinte: a redução de tempo de trabalho e de custos de construção, a eliminação da necessidade de vibração, a redução de ruído de vibração, a melhoria das instalações de construtibilidade [14].

Por ser um concreto bastante fluido, o CAA necessita de materiais que sejam capazes de fornecer essa característica de modo a não prejudicar a sua resistência final, para tal fim normalmente são empregados aditivos superplastificantes, aditivo este capaz de aumentar a fluidez do concreto sem ser necessário um maior volume de água.

Para evitar a segregação causada pela adição de superplastificante, uma solução consiste em aumentar o percentual de areia ou finos. No entanto, uma maior porcentagem de areia significa que é necessário utilizar mais cimento, o que conduz para temperaturas mais elevadas e de custos econômicos. Apesar de a incorporação de um aditivo modificador de viscosidade para aumentar a estabilidade ser caro, existe a solução de incorporar materiais finos que possam garantir as propriedades necessárias para um concreto de boa qualidade [23].

A microestrutura do CAA, segundo Melo, exige a homogeneidade da mistura, devido ao uso de grandes quantidades de finos, que proporciona um melhor empacotamento das partículas, promovendo a retenção de água e a estruturação de uma zona de transição mais densa entre a pasta de cimento e os agregados, devido ao favorecimento do processo de nucleação durante a hidratação do cimento [21].

A partir deste exposto, surge a necessidade de adicionar materiais de enchimento no CAA, dentre das opções atualmente no mercado, existe o metacaulim, adição pozolânica ultrafina, e além disso, o uso de resíduos industriais tratados também podem ser utilizados, desde que haja estudos prévios a cerca do material, um desses é o resíduo da biomassa da cana de açúcar (RBC), gerado pelas indústrias sucroalcooleiras.

O metacaulim que já vem sendo estudado por diversos autores promove um grande aumento na coesão do CAA e redução acentuada da exsudação e segregação apesar de aumentar o consumo de aditivo no estado fresco, no estado endurecido é evidente o aumento da resistência à compressão e durabilidade [13].

A durabilidade notável em misturas de concreto endurecido contendo metacaulim que foi observado por muitos investigadores no passado (mais recentemente, [26], para concreto de alto desempenho) fornece argumentos sólidos para o possível aumento do uso do metacaulim em CAA.

O Brasil produz cerca de 60 % de álcool etílico (etanol) consumido em todo o mundo e é o maior produtor de açúcar do mundo. A cana-de-açúcar representa uma das principais atividades agrícolas do Brasil, ocupando uma área total plantada de aproximadamente três milhões de hectares [20, 25].

A demanda por etanol de cana deve continuar a crescer na próxima década, de acordo com o Ministério de Minas e Energia. A eletricidade gerada pela queima do bagaço e folhas pode exceder a capacidade da maior usina hidrelétrica do Brasil, a Itaipu. [18].

No entanto, a indústria da cana ainda está buscando soluções para eliminar os resíduos gerados pela produção de açúcar e álcool processos. As cinzas remanescentes após bagaço é queimado é o último resíduo gerado pela cadeia de cana de açúcar. Cada tonelada de bagaço queimado gera 25 kg de cinzas. Este resíduo, em forma de cinza, é usado como fertilizante nas plantações, mas ele não tem nutrientes minerais adequados para esta finalidade. No entanto, a cinza pode ser usada em lugar de cimento ou areia na construção civil [16, 19].

O resíduo de biomassa da cana-de-açúcar apresenta em sua composição alto teor de sílica, o que o torna uma fonte suplementar de adição mineral e pozolânica para a produção de materiais cimentícios [12].

Neste sentido, este artigo analisou a influência destas duas adições, metacaulim e resíduo da biomassa da cana-de-açúcar, nas propriedades reológicas de concretos autoadensáveis. Para tanto, foram elaboradas dosagens sem e com a incorporação desses componentes, onde serão realizados ensaios no concreto em estado fresco tais como anel “J”, slump flow test, v-funnel test, dentre outros, de modo a comprovar sua auto adensabilidade.

O uso dessas adições minerais substituindo parcialmente o cimento proporcionou um melhor comportamento reológico do CAA, além de, contribuir ambientalmente, por diminuir o consumo de cimento. A indústria cimentícia é responsável por aproximadamente 3% das emissões mundiais de gases de efeito estufa e por aproximadamente 5% das emissões de CO<sub>2</sub> [29].

## Materiais e métodos

**Metodologia.** Para o alcance dos objetivos deste trabalho foram desenvolvidas duas etapas de estudos experimentais. A primeira consistiu na seleção dos materiais constituintes das misturas, a segunda, na elaboração da proporção dos materiais para concreto autoadensável, produção do concreto padrão e dos concretos com diferentes porcentagens de RBC e de metacaulim, finalizou-se o estudo com a análise das propriedades dos concretos no estado fresco.

A metodologia usada para elaboração da dosagem inicial para o concreto autoadensável foi baseada no método ACI/ABCP, verificando-se sua validade através das propriedades físicas e mecânicas. As dosagens estudadas tiveram variações, em termos percentuais, na quantidade da adição mineral utilizada, RBC e metacaulim, presente nas mistura em massa, mantendo-se constante a quantidade de areia, de agregado graúdo, relação água/materiais secos (a/ms).

Para a transformação do concreto convencional em concreto autoadensável utilizou inicialmente um traço sem adições minerais (traço padrão) para concreto convencional de 25 MPa dosado a partir do método citado anteriormente com as seguintes modificações: aumento do teor de argamassa e diminuição do fator a/ms.

Após essas adequações, foram feitos os testes em pequenas porções do concreto padrão, adicionando aditivo superplastificante, a fim de que encontrássemos a proporção ideal de aditivo necessária para compor um concreto autoadensável. Para o traço inicial da segunda etapa da pesquisa, foi adicionado aditivo superplastificante na mistura do concreto para verificação de sua adequação como autoadensável.

Dentro dessa linha de pesquisa e após confirmação da quantidade ideal de aditivo necessária, elaboraram-se os sete traços em estudo (Tabela 1) com especial atenção ao de metacaulim e de resíduo da biomassa da cana-de-açúcar, em substituição parcial ao cimento. É perceptível a diminuição do consumo de cimento para cada metro cúbico de concreto (Tabela 2). Para estas formulações foram realizados os ensaios específicos de concreto autoadensável (funil “V”, slump-flow test e anel J) conforme exigências técnicas nacionais (NBR 15823, 2010) e através destes foi possível avaliar a tendência de exsudação, segregação e viscosidade destes concretos.

Com relação à adição de materiais finos, optou-se por metacaulim e cinza da biomassa da cana-de-açúcar almejando-se fluidez e coesão da massa cimentícia devido o metacaulim ser uma adição pozolânica bastante difundida na produção de concretos especiais e já ser produzida em escala industrial, já o RBC por ser é um resíduo gerado pela indústria sucroalcooleira e ao fato deste material ter eficiência comprovada como material pozolânico em diversas pesquisas da área.

Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Construção Civil (IFRN), localizado em Natal/RN.

Na tabela abaixo ilustram-se de forma detalhada os ensaios específicos adotados para caracterização dos concretos analisados nesta pesquisa (Tabela 3).

Tabela 1- Traços em estudo com proporcionalidade em massa [kg] e as respectivas substituições do cimento.

Materiais	TRAÇOS						
	S/ ADIÇÃO	10% RBC	15% RBC	20% RBC	10%MET	15%MET	20%MET
Cimento	1,00	0,90	0,85	0,80	0,90	0,85	0,80
Metacaulim (MK)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10	0,15	0,20
RBC	0,00	0,10	0,15	0,20	0,00	0,00	0,00
Areia	1,82	1,82	1,82	1,82	1,82	1,82	1,82
Brita	1,51	1,51	1,51	1,51	1,51	1,51	1,51
água/mc*	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
SP/mc** [%]	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30

\* mc = material cimentante, ou seja, cimento + MK+RBC;  
\*\* Superplastificante/ material cimentante

Tabela 2 - Traços em unidade de massa (TUM) e os respectivos consumo de materias por metro cúbico de concreto.

Materiais	Traço padrão	Traços com resíduo da cana-de-açúcar			Traços com metacaulim		
	s/ adição	10%RBC	15%RBC	20%RBC	10%MET	15%MET	20%MET

	TUM	Kg/m <sup>3</sup>	TUM	Kg/m <sup>3</sup>	TUM	Kg/m <sup>3</sup>	TUM	Kg/m <sup>3</sup>	TUM	Kg/m <sup>3</sup>	TUM	Kg/m <sup>3</sup>	TUM	Kg/m <sup>3</sup>
CIM.	1,00	480,98	1,00	431,37	1,00	406,69	1,00	382,10	1,00	432,11	1,00	407,74	1,00	383,41
MK	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,11	48,01	0,18	71,95	0,25	95,85
RBC	0,00	0,00	0,11	47,93	0,18	71,77	0,25	95,53	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
AREIA	1,82	875,39	2,02	872,32	2,14	870,80	2,28	869,28	2,02	873,82	2,14	873,04	2,28	872,27
BRITA	1,51	726,28	1,68	723,74	1,78	722,47	1,89	721,21	1,68	724,99	1,78	724,34	1,89	723,69
a/c	0,45	216,44	0,50	215,68	0,53	215,31	0,56	214,93	0,50	216,06	0,53	215,86	0,56	215,67
SP/c	0,013	6,253	0,014	6,231	0,015	6,220	0,016	6,209	0,014	6,242	0,015	6,236	0,016	6,230

Tabela 3 – Ensaios realizados nos concretos autoadensáveis

Ensaio	Norma regulamentadora
Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrams	ABNT NBR 15823-2/ 2010
Determinação da habilidade passante – Método do anel J	ABNT NBR 15823-3/ 2010
Determinação da viscosidade - V-funnel test	ABNT NBR 15823-5/ 2010

**Materiais de partida.** Tradicionalmente concreto autoadensável é composto por areia grossa e agregado graúdo, aditivos, materiais de enchimento e de cimento. Nesta pesquisa, sete amostras foram fabricadas: sendo uma sem metacaulim e sem resíduo da biomassa da cana-de-açúcar e as outras seis foram fabricados substituindo parcialmente o cimento por metacaulim e RBC. Os elementos utilizados na fabricação dos concretos estão descritos a seguir:

- Cimento: cimento Portland composto CP-II F 32;
- Metacaulim;
- Resíduo da biomassa da cana-de-açúcar: coletada em depósito a céu aberto no pátio de descarga de limpeza dos fornos de uma Usina localizada no município de Arêz/RN, proveniente do processo de queima do bagaço da cana-de-açúcar como co-gerador de energia na produção de açúcar e álcool;
- Agregado miúdo: areia natural quartzosa oriunda do distrito de São Gonçalo do Amarante (Natal/RN);
- Agregado graúdo: Brita granítica de 6,3 mm, extraído de uma jazida no município de Macaíba/RN;
- Aditivo: superplastificante à base de éter policarboxílico;
- Água potável: obtida diretamente da concessionária local.

## Resultados e discussão

**Caracterização dos materiais de partida.** A partir da seleção e aquisição dos materiais em quantidades suficientes e necessárias para a realização de todo o estudo, os mesmos foram então caracterizados. Para tanto foram realizados ensaios de caracterização físico-química para o cimento, metacaulim e cinza de biomassa da cana-de-açúcar, análise granulométrica da cinza de biomassa, do metacaulim e dos agregados, bem como suas massas específicas e massas unitárias.

**Cimento.** Na Tabela 6 encontram-se as propriedades físicas do cimento CP-II F 32 determinadas no Laboratório de Construção Civil, necessárias para cálculos de dosagem.

Tabela 6 – Propriedades físicas do cimento Portland CP-II F 32

PROPRIEDADES FÍSICAS	VALORES	UNIDADE	NORMA
Massa Específica	2,94	g/cm <sup>3</sup>	NBR NM 23 (2001)
Massa Unitária no Estado Solto	0,98	g/cm <sup>3</sup>	-

**Resíduo da biomassa de cana-de-açúcar.** Na Tabela 7 destacam-se as propriedades físicas da cinza. O ensaio de resíduo e massa específica foi realizado no Laboratório de construção Civil

(IFRN). O ensaio de determinação da área específica foi realizado no Laboratório de Cimentos (UFRN) através do método de BET.

Tabela 7 – Propriedades físicas da cinza de biomassa de cana-de-açúcar.

PROPRIEDADES FÍSICAS DA CINZA		
Resíduo na peneira 75 $\mu\text{m}$ (%)	2,00	NBR 12653 (1992)
Massa Específica ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2,42	NBR NM 23 (2001)
Área Específica ( $\text{m}^2/\text{g}$ )	43,04	Método de BET

A identificação dos principais compostos químicos determinada no ensaio de espectrometria por fluorescência de raios X realizada no Laboratório de Processamento Mineral e de Resíduos (LPMR) do IFRN (Tabela 8).

Tabelas 8 – Principais compostos químicos da cinza de biomassa da cana-de-açúcar.

COMPOSIÇÃO QUÍMICA	(%)
$\text{SiO}_2$	72,69
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	9,61
$\text{Al}_2\text{O}_3$	6,91
$\text{K}_2\text{O}$	4,71
$\text{CaO}$	2,84

A contaminação do quartzo justifica-se, provavelmente, devido à presença de grãos de areia oriunda da lavoura que não foi totalmente removida no processo de lavagem da cana-de-açúcar.

**Metacaulim.** Na Tabela 9 apresentam-se as propriedades físicas do metacaulim determinadas no LCC do IFRN.

Tabela 9 – Propriedades físicas do metacaulim

PROPRIEDADES FÍSICAS		
Resíduo na peneira #200 (%)	2,13	NBR 12653 (1992)
Perda ao fogo (%)	0,90	NBR 12653 (1992)
Massa Específica ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2,56	NBR NM 23 (2001)
Área Específica ( $\text{m}^2/\text{g}$ )	18,8	Método de BET

Os principais compostos químicos em forma de óxidos foram obtidos por ensaio de espectrometria por fluorescência de raios X, determinadas no LPMR do IFRN, conforme dados apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Composição química do metacaulim

ANÁLISE QUÍMICA	
ÓXIDOS	(%)
$\text{SiO}_2$	52,94
$\text{Al}_2\text{O}_3$	32,83
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	6,92
$\text{TiO}_2$	3,57
$\text{K}_2\text{O}$	1,64
$\text{SO}_3$	0,88

O somatório dos teores de  $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$  correspondeu a 92,69%, superando o limite mínimo de 70% especificado pela norma [7] para pozolanas do tipo do metacaulim. O resultado da perda ao fogo de 0,9 % foi inferior ao valor máximo exigido pela referida norma, que é de 10%, para pozolanas.

Na figura abaixo estão evidenciadas as diferenças microscópicas entre as duas adições minerais em estudo, as imagens foram obtidas através de microscopias eletrônicas de varredura (MEV) realizadas no laboratório LPMR do IFRN/Natal. (Fig.1)

**Agregado miúdo- areia quartzosa.** Abaixo estão as propriedades físicas da areia, determinadas em conformidade com a norma NBR NM 52/2003 (Tabela 11). Na Tabela 12 apresenta-se a composição granulométrica do agregado miúdo, verificando que o agregado miúdo enquadra-se totalmente na zona utilizável (Tabela 12).



**Agregado graúdo – brita granítica.** Na Tabela 13, apresentam-se as propriedades físicas da brita, determinadas em conformidade com a norma NBR NM 53 (2009). Na Tabela 14 apresenta-se a composição granulométrica do agregado graúdo, realizada de acordo com a norma NBR NM 248 (2003).

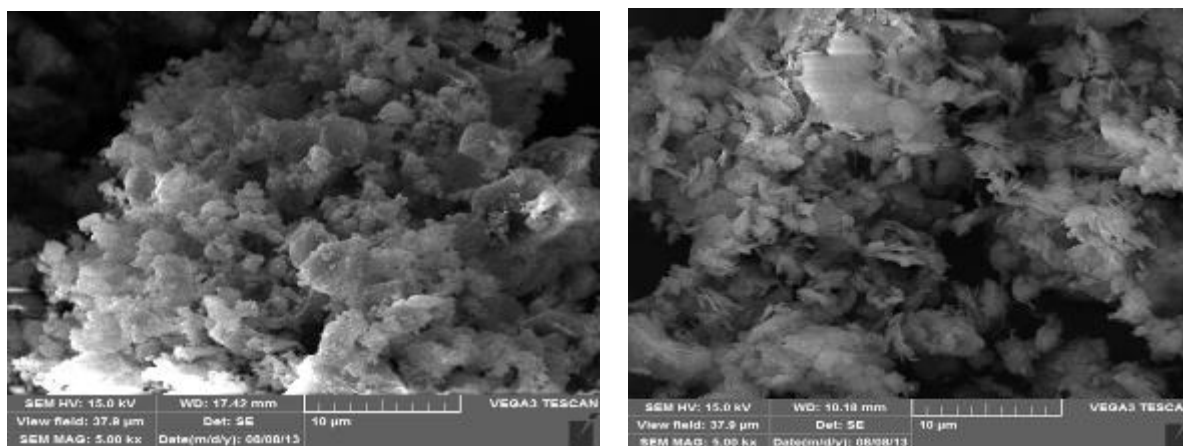


Figura 1 – MEV do metacaulim e do resíduo da biomassa da cana-de-açúcar, respectivamente, com ampliação de 5000 vezes.

Tabela 11 – Propriedades físicas do agregado miúdo.

PROPRIEDADES	AREIA
Massa Unitária	1531,65 (kg/m <sup>3</sup> )
Massa Específica	2645,50 (kg/m <sup>3</sup> )

Tabela 12 – Análise granulométrica do agregado miúdo (NBR NM 248, 2003).

Abertura da peneira	AREIA		
	Material Retido (g)	% Ret. Acumulada	ZONA UTILIZÁVEL (NBR 7211, 2005)
6,3 mm	0,0	0	0 – 7
4,75 mm	8,0	1,14	0 – 10
2,36 mm	23,0	4,43	0 – 25
1,18 mm	75,0	15,14	5 – 50
600 µm	178,0	40,57	15 – 70
300 µm	259,0	77,57	50 – 95
150 µm	157,0	100	85 – 100
Total	700,0	-	-
Dimensão máxima característica	2,4 mm		
Módulo de Finura	2,40		

Tabela 13 – Propriedades físicas do agregado graúdo (brita granítica)

PROPRIEDADES	BRITA
Massa Unitária	1463,6 (kg/m <sup>3</sup> )
Massa Específica	2512,57 (kg/m <sup>3</sup> )

**Propriedades do concreto no estado fresco.** Apesar do uso crescente do CAA no País, não havia norma brasileira específica para disciplinar o assunto. A partir de 2008, o Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados (ABNT CB-18) vem desenvolvendo atividades de normalização visando estabelecer diretrizes para o CAA, culminando com a aprovação da NBR 15823 em 2010, que em seis textos normativos, estabelecem os requisitos para classificação, controle e aceitação do CAA no estado fresco, prescrevendo ensaios específicos a partir de documentos europeus, norte-americanos e da experiência dos envolvidos nos trabalhos da Comissão de Estudo [10].

Tabela 14 – Análise granulométrica do agregado graúdo (NBR NM 248, 2003)

Abertura da peneira	BRITA GRANÍTICA	
	Material Retido (g)	% Ret. Acumulada
9,5 mm	0,00	0
4,75 mm	942,01	94,20
2,36 mm	57,10	99,91
1,18 mm	0,22	99,93
600 µm	0,15	99,95
300 µm	0,12	99,96
150 µm	0,40	100
Total	1000	-
Dimensão máxima característica		6,3 mm
Módulo de Finura		6,94

Os ensaios realizados para caracterização do CAA diferenciam-se do concreto convencional apenas quando no estado fresco, que determinam de forma direta e indireta os parâmetros reológicos fundamentais do concreto. As propriedades que determinam este comportamento do concreto no estado fluido são a fluidez, habilidade passante- segregação, coesão e massa específica, inclusive no que se refere a uma maior possibilidade de redução de volume de vazios. Para verificação de tais propriedades foram executados os seguintes ensaios: Slump flow test, slump flow T50cm test, V-funnel test, v-funnel test 5 min, J-ring.

A ABNT NBR 15823 (2010) classifica o CAA no estado fresco em função dos parâmetros apresentados e, seguindo a linha europeia da EN 206-9.

**Slump flow test.** O valor de espalhamento, medido através do ensaio slump flow é especificado para todos os concretos autoadensáveis como um ensaio primário, esboçando indicações da fluidez do CAA e de sua habilidade de preenchimento das formas em fluxo livre (ausência de obstruções). Diante disso foi realizado o slump flow test em todos os traços executados, de acordo com a norma ABNT NBR 15823-1:2010, norma esta que classifica e controla a aceitação deste tipo de concreto no estado fresco, os concretos autoadensáveis, de acordo com o ensaio de espalhamento (slump flow), se classifica em SF1- 55 a 66 cm, SF2- 66 a 75 cm e SF3- 75 a 85cm. Ainda, segundo Tutikian e Dal Molin o concreto autoadensável ideal deve apresentar uma medida de slump flow entre 60 e 75 cm [24].

A maioria dos traços em estudo atendeu as duas especificações, se classificando como SF2 de acordo com a norma supramencionada, com exceção do traço 20%MET, traço este com uma substituição de 20% de metacaulim sobre a massa do cimento. Na figura abaixo está explicitado os resultados obtidos nesse ensaio e a execução do ensaio no traço 10%RBC (Fig. 2).

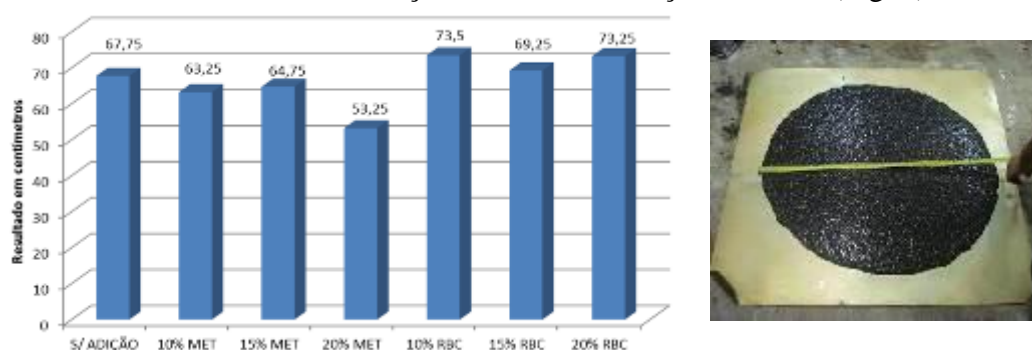


Figura 2 - Variação do espalhamento de acordo com o *Slump flow test* e foto do ensaio slump-flow test do traço com 10% de resíduo da biomassa de cana-de-açúcar em substituição parcial do cimento.

**Slump flow T<sub>500</sub> test.** O *slump flow T<sub>500</sub> test* é uma variação do *slump flow*, já que o procedimento e os equipamentos são os mesmos. As únicas alterações são a marcação de um círculo de 500mm de diâmetro centrado na base. O teste é realizado simultaneamente com o *slump flow test*, o operador deve acionar o cronômetro e marcar o tempo em que o concreto alcança a marca dos 500 mm.

Este ensaio tem como principal finalidade a viscosidade plástica aparente do concreto, propriedade que está relacionada com a consistência da mistura (coesão) e que influencia na resistência (comportamento) do concreto ao escoamento. Quanto maior a viscosidade do concreto, maior a sua resistência ao escoamento [6].

De acordo com Tutikian e Dal Molin (2008) se o tempo for baixo indica que o concreto está muito fluido e se o tempo for alto indica que o concreto está muito coeso, ainda segundo os autores supracitados, o intervalo de tempo ideal está entre três e sete segundos [24]. A ABNT NBR 15823-1/2010 classifica o CAA, de acordo com esse ensaio, em VS1 e VS2, sendo a primeira classificação com tempo inferior ou igual a dois segundos e a segunda com um tempo superior a dois segundos, na figura a seguir ilustra os resultados obtidos nos traços em análise. É possível perceber que todos os concretos em estudo estão dentro da norma, sendo todos classificados como VS2 (Fig. 3).

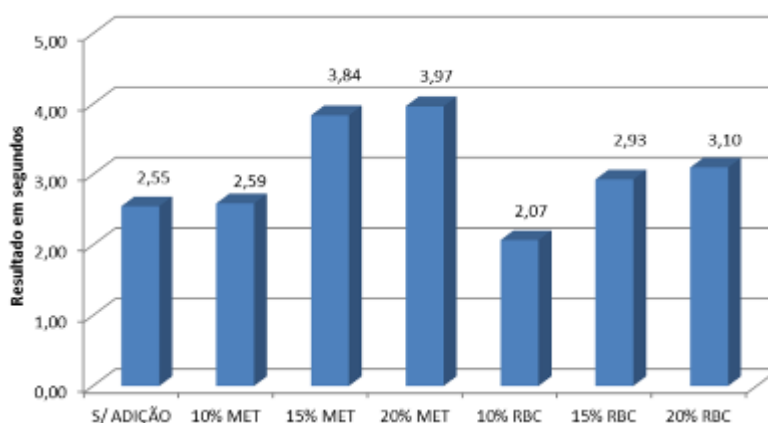


Figura 3 - Variação da viscosidade plástica aparente  $t_{500}$  (sob fluxo livre)

**V-funnel test.** Assim como o slump flow test, o ensaio do funil “V” também serve como parâmetro de medida da fluidez do concreto, que envolve uma avaliação qualitativa da viscosidade aparente do concreto, em fluxo confinado, a partir do registro do tempo que o concreto leva para escoar neste equipamento. Esta medida consiste em cronometrar o tempo que o concreto leva para escoar totalmente através de equipamento em forma de V.

De acordo com a norma brasileira que rege este tipo particular de concreto, os valores aceitáveis de viscosidade plástica aparente pelo funil V, sob fluxo confinado, estão abaixo de 25 segundos, sendo classificados de VF1 os que apresentam tempo de escoamento abaixo de nove segundos e de VF2 os que apresentam este tempo entre nove e vinte e cinco segundos. Ainda de acordo com Tutikian e Dal Molin o valor médio do tempo de escoamento deve estar entre seis e doze segundos [24].

Dessa forma, os concretos em estudo estão em total conformidade com a norma regulamentadora que os rege, todos pertencentes a classe de concretos do tipo VF1. Já de acordo com os valores considerados por Tutikian e Dal Molin apenas os traços sem adição e o traço com 20% de RBC resultaram no intervalo ideal. Segue abaixo a figura com os resultados, obtidos através deste ensaio, de cada tipo de concreto em estudo (Fig. 4).

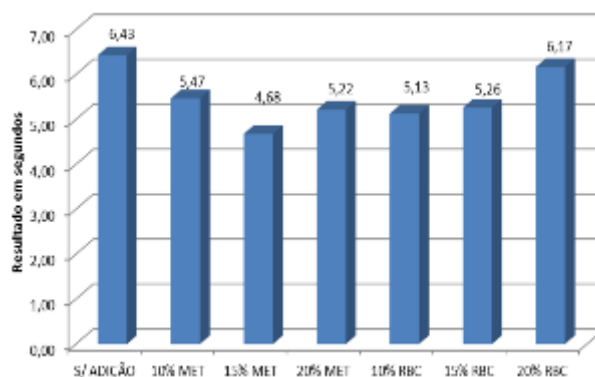


Figura 4 - Variação da viscosidade plástica aparente em fluxo confinado pelo funil V

**V-funnel 5 min test.** O ensaio v-funnel 5 min test é uma variação do ensaio anterior, após a execução do V-funnel test deve-se preencher novamente o funil com concreto e esperar 5 minutos para a repetição do procedimento, este ensaio tem como principal finalidade testar a resistência à segregação já que, se o CAA estiver segregando, o tempo aumentará significativamente.

O tempo máximo de acréscimo deve ser de três segundos, nos traços executados todos estão dentro do limite proposto, como explicitado abaixo, significando que os concretos não apresentam segregação [24].

A ABNT NBR 15823-5/2010 considera este ensaio como facultativo, sendo necessário apenas quando solicitado em projeto, portanto ela não apresenta valores classificatórios para este tipo de ensaio [9] (Fig.5).

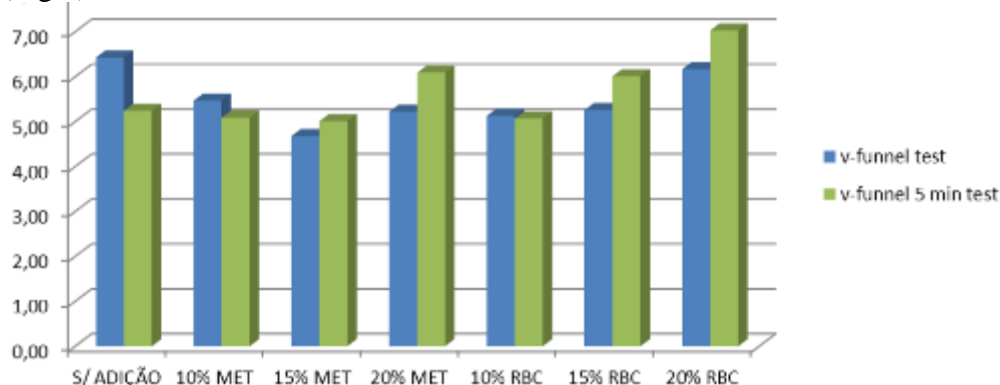


Figura 5 - Diferença do tempo de escoamento dos ensaios V-funnel test e V-funnel 5min test.

**J-ring test.** Normalizado pela ASTM 1621 e pela ABNT NBR 15823/2010, o ensaio do anel J, previsto na parte 3 da Norma Brasileira e ilustrado na figura 06, É constituído por um anel de barras de aço espaçadas conforme a armadura real que se deseja simular. Mas, normalmente, o diâmetro é de 300 mm, a altura é de 100 mm e o espaçamento entre barras deve ser 3 vezes o diâmetro máximo do agregado graúdo. A medida da habilidade passante é obtida pela média da diferença entre a altura interna e externa ao anel de barras de aço em quatro pontos diferentes.

A diferença entre as alturas devem está entre zero e 10 mm [24]. A maioria dos traços atenderam os requisitos propostos pelos autores citados, apenas o traço com 20% de metacaulim não se apresenta no intervalo ideal. Na figura seguinte estão os resultados obtidos com os traços executados e a execução do ensaio do anel J no traço com 20%MET (Fig. 6).

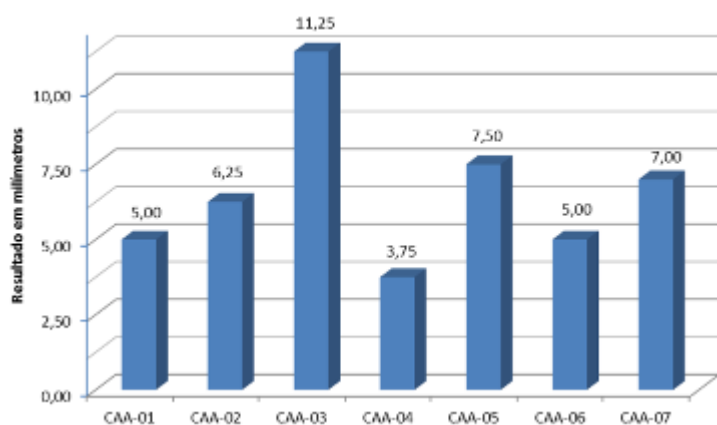


Figura 6 - Variação de segregação dos diferentes traços de CAA e a execução do ensaio Anel J no traço com 20% de metacaulim.

### Considerações finais

Os resultados referentes ao comportamento do concreto no estado fluido indicam que todos os traços atendem aos requisitos prescritos na norma ABNT NBR 15823/2010 para o concreto autoadensável.

As substituições parciais do cimento por metacaulim e por cinza da biomassa da cana-de-açúcar em teores de 10%, 15% e 20% são mais viáveis do que o traço apenas com cimento Portland, traço este que se denominou como traço padrão, pois além de melhorar as características do concreto autoadensável, diminui o consumo de cimento. Fatos estes, inclusive, relacionados com a diminuição da exsudação e segregação.

A segregação, considerada um dos grandes problemas da fabricação dos concretos autoadensáveis, diminuiu consideravelmente com a substituição parcial do cimento Portland, evidenciado no resultado obtido através do ensaio V-funnel 5 min test.

Percebeu-se também que, no traço com substituição de 20% de metacaulim a fluidez diminuiu consideravelmente, em comparação com o traço padrão, não significando que o concreto deixou de atender aos requisitos exigidos pela norma supracitada.

## Referências

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR NM 23– Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica, Rio de Janeiro, 2001.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR NM 52– Agregados: determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman, Rio de Janeiro, 1987.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR NM 53– Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água, Rio de Janeiro, 2009.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR NM 248– Agregados - Determinação da composição granulométrica, Rio de Janeiro, 2003.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7211 – Agregados para concreto – especificações, Rio de Janeiro, 2005b.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15823-1 – Requisitos para classificação, controle e aceitação do CAA no estado fresco. Rio de Janeiro, 2010.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 12653 – Materiais pozolânicos. Rio de Janeiro, 1992.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15823-2 – Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrams. Rio de Janeiro, 2010.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15823-5 – Determinação da viscosidade – Método do Funil V. Rio de Janeiro, 2010.
- [10] ALENCAR, R. S. A. *Dosagem de concreto auto-adensável: produção de pré-fabricados*. Dissertação (mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2008.
- [11] ANJOS, M. A. S.; MOREIRA, H. P.; BORJA, E.V.; PEREIRA, A.C.; NETO, C. A. *Efeito adição de cinza de biomassa da cana-de-açúcar como finos no concreto autoadensável*. In: Anais do 52º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Fortaleza, 2010.
- [12] ANJOS, M. A., MARTINELLI, A. E.. *Caracterização do resíduo da biomassa da cana-de-açúcar para aplicação em pastas cimentícias*. 18º CBECiMat - Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciência dos Materiais. Porto de Galinhas - PE: CEBECiMat, 2008.

- [13] BORJA, E. V. *Efeito da adição de argila expandida e adições minerais na formulação de concretos leves estruturais*. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2011.
- [14] BOUZOUBAA N, LACHEMI M. *Self-compacting concrete incorporating high volumes of class F fly ash: preliminary results*. In: Cem Concr Res 2001;31(3):413–20.
- [15] European Federation of National Associations Representing producers and applicators of specialist building products for Concrete (EFNARC). *The European guidelines for self-compacting concrete specification. Production and Use*. Hampshire, UK; 2005 <www.efnarc.org>.
- [16] CORDEIRO, G.C., TOLEDO FILHO, R.D., TAVARES, L.M., FAIRBAIRN, E.M.R., *Ultrafine grinding of sugar cane bagasse ash for application as pozzolanic admixture in concrete*. In: Cement and Concrete Research 2009; 39, 110–115.
- [17] ISAIA, G.C.. *Materiais de Construção Civil*, 1.ed. São Paulo, IBRACON, 2011. 2v.
- [18] *Jornal Pesquisa Fapesp*. 2009. *Ponto de ebulição - Ação articulada entre governo, setores de produção e de pesquisa projeta Piracicaba no mercado mundial do etanol*. Press edition 140.
- [19] LIMA, S.A., SALES, A., SANTOS, T.J., *Caracterização físico-química da cinza do bagaço da cana-de-açúcar visando o seu uso em argamassas e concretos como substituto do agregado miúdo*. In: 51º Congresso Brasileiro do Concreto. 2009, São Paulo: IBRACON.
- [20] MAPA (Ministry of Agriculture, Cattle Raising and Supply), 2008. *Evolução da Produtividade da cana-de-açúcar no Brasil*. Available at: <<http://www.agricultura.gov.br>>.
- [21] MELO, A. *Caracterização de betões leves vibrocomprimidos com agregados de argila expandida*. Dissertação (mestrado). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, 2000.
- [22] METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. IBRACON. São Paulo, 2008.
- [23] SIDDIQUE R. *Properties of self-compacting concrete containing class F fly ash*. In: Mater Des 2011;32:1502–7.
- [24] TUTIKIAN, B. F.; DAL MOLIN, D. C. *Concreto auto-adensável*. 1ºed. São Paulo: PINI, 2008.
- [25] UNICA - União das Indústrias de Cana-de-açúcar (Sugarcane Industry Association), 2009. *Setor Sucroenergético - Mapa da Produção (The sugar-energy sector – Map of production)*. Available at: <<http://www.unica.com.br/content/show.asp>>.
- [26] VEJMEJKOVÁ, E, PAVLÍKOVÁ, M, KEPPERT, M, KERŠNER, Z, ROVNANÍKOVÁ, P., Ondráček M, et al. *High performance concrete with Czech metakaolin: experimental analysis of strength, toughness and durability characteristics*. In: Construct Build Mater 2010; 24:1404–11.
- [27] VEJMEJKOVÁ, E., KEPPERT, M., GRZESZCZYK, S., SKALINSKI, B., CERNY, R. *Properties of self-compacting concrete mixtures containing metakaolin and blast furnace slag*. In: Construction and Building Materials 25 (2011) 1325–1331.
- [28] VITA, M. O., et al. *Concreto auto adensável: estudo da influência de diferentes tipos de adições minerais na fluidez e no comportamento reológico*, In: 52º Congresso Brasileiro do Concreto. Fortaleza - CE, IBRACON, 2010.

- [29] WORLD BUSINESS COUNCIL FOR SUSTAINABLE DEVELOPMENT, (WBCSD). *Toward a sustainable cement industry. Substudy 8: climate change*. By Ken Humphreys and Maha Mahasenana. 2002a.

## Emprego de agregados graúdos reciclados de concreto carbonatado como proposta de melhoria da ecoeficiência de concretos

FRÖHLICH Jéssica <sup>1, a</sup>, <sup>1, b</sup> HENTGES Tatiane I. <sup>1, c</sup> KULAKOWSKI Marlova P.

<sup>1</sup>UNISINOS, PPGEC, Gmat - Av. Unisinos, 950, São Leopoldo, Brasil

<sup>a</sup>jeh\_frohlich@hotmail.com, <sup>b</sup>tatiisabel@yahoo.com.br, <sup>c</sup>marlovak@unisinos.br

**Palavras-chave:** agregado reciclado de concreto, porosidade, carbonatação, resistência, abatimento.

**Resumo.** Segundo o World Business Council for Sustainable Development a Ecoeficiência, de bens ou serviços, é traduzida pela produção e comercialização competitiva de produtos, que devem satisfazer as necessidades humanas, trazendo qualidade de vida, minimizando os impactos ambientais e o uso de recursos naturais, considerando todo o ciclo de vida do produto e a ecocapacidade planetária. Muitos estudos sobre a substituição dos agregados convencionais pelos agregados reciclados de resíduos de concreto (ARC) na produção de novos concreto vêm sendo realizados e podem contribuir para tornar os concretos mais ecoeficientes. No entanto, um aspecto negativo é a maior absorção de água do ARC, que demanda maior volume de água e, muitas vezes, maior consumo de cimento. O ARC exposto à carbonatação sofre uma alteração em sua microestrutura, podendo diminuir sua porosidade, e também pode contribuir para o sequestro de carbono. O objetivo deste trabalho é apresentar a avaliação da influência da carbonatação do ARC na sua absorção de água e o comportamento de concretos com ARC carbonatado e não carbonatado, no estado fresco e no estado endurecido. Além disto, apresenta-se a possibilidade de aumentar a ecoeficiência do material pelo volume de gás carbônico possível de ser sequestrado quando o ARC é carbonatado. Foram realizados ensaios de absorção nos agregados reciclados. Mediu-se o abatimento de tronco cone dos concretos e a resistência à compressão aos 7 dias e 28 dias. Observou-se uma tendência a diminuição da absorção de água do ARC devido à carbonatação. Os concretos com ARC apresentaram maior resistência do que os concretos de referência. No entanto, não se obteve benefícios no estado fresco.

### Introdução

O concreto é o material de construção mais consumido no mundo. Para ter-se uma ideia, estima-se que o consumo no mundo em 2008 tenha sido na ordem de 11 bilhões de toneladas métricas por ano<sup>[1]</sup>. Essa grande quantidade de concreto requer extração de grande quantidade de matéria-prima, tornando a construção civil o segundo setor que mais consome recursos naturais do mundo.

Ao longo dos anos vem sendo realizados estudos sobre as características físicas, mecânicas e outras propriedades dos resíduos de construção e demolição, também chamados de RCD, visando seu emprego como agregados. O principal objetivo destes estudos é determinar a viabilidade da reinsertão destes materiais na construção civil como matéria-prima.

O agregado reciclado de resíduos de concreto (ARC) em particular, é um tipo de RCD que está sendo estudado para a produção do concreto por apresentar maior homogeneidade em relação ao RCD misto. Diversos estudos foram realizados a partir de ensaios comparativos entre concretos convencionais e concretos com substituição parcial de agregado natural pelo agregado reciclado de concreto(2)(3). Observou-se que devido à alta porosidade do ARC, boa parte da água de amassamento é absorvida pelo agregado modificando as condições de trabalhabilidade dos novos concretos. Portanto, o concreto com ARC necessita de uma demanda de água maior para manter a mesma trabalhabilidade que os concretos produzidos com agregados naturais. Como a relação água/cimento é alterada se torna impossível a comparação direta das propriedades entre os concretos



convencionais e os concretos produzidos com agregados reciclado de concreto (2), o que torna necessário estudar formas de mitigar os efeitos da alta taxa de absorção dos ARC.

Um estudo (4) com agregado reciclado de concreto submetidos a carbonatação mostrou que ARC carbonatado possui porosidade menor em relação aos ARC não carbonatados, pois a carbonatação tende a diminuir a taxa de absorção de água pelo agregado. A partir destes dados, pode-se inferir que a demanda de água de concretos com ARC carbonatados seja menor do que de concretos com ARC não carbonatados.

O objetivo deste trabalho é verificar a influência da carbonatação na absorção do ARC, bem como o comportamento de concretos com ARC carbonatado e não carbonatado, no estado fresco e no estado endurecido. Além disto, pretende-se verificar o aumento da ecoeficiência do material pelo volume de gás carbônico possível de ser sequestrado quando o ARC é carbonatado.

## Materiais e métodos

**Materiais.** Foi empregado um **cimento** tipo CP-II-F-32, cujas características são apresentadas abaixo (Tabela 6).

Tabela 6: Caracterização do cimento empregado na produção dos novos concretos.

Parâmetro	Resultados
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	4,12
SiO <sub>2</sub> (%)	19,39
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	2,59
CaO (%)	60,78
MgO (%)	4,93
SO <sub>3</sub> (%)	3,08
Perda ao Fogo (%)	6,08
CaO Livre (%)	2,24
Resíduo Insolúvel (%)	2
Equivalente Alcalino (%)	0,62
Expansão à Quente (mm)	1,00
Início de Pega (h:min)	3:30
Fim de Pega (h:min)	4:30
Água Cons.Normal (%)	26,30
Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	3.720
#200 (%)	4,2
#325 (%)	15,5
fc 1 dia (MPa)	16,9
fc 3 dias (MPa)	29,3
fc 7 dias (MPa)	36,6
fc 28 dias (MPa)	41,9

O **aditivo** utilizado no experimento foi um aditivo superplastificante com densidade igual a 1,07 g/cm<sup>3</sup>, teor de cloretos menor do que 0,1 %, teor de álcalis menor que 1,0 % e dosagem recomenda em relação à massa de cimento de 0,2 a 5,0 %.

Uma **areia** quartzosa, proveniente do Rio Jacuí, RS, foi utilizada como agregado miúdo, com massa unitária de 1,52 g/cm<sup>3</sup>, massa específica igual a 2,60 g/cm<sup>3</sup>, dimensão máxima característica de 4,8 mm e módulo de finura igual a 2,11. A curva granulométrica do agregado miúdo é apresentada na Figura 19.

O **agregado graúdo natural** (AGN) utilizado para o ensaio foi uma brita basáltica proveniente de Garibaldi, Rio Grande do Sul. A massa unitária do AGN é 1,40 g/cm<sup>3</sup> e a massa específica é 2,67 g/cm<sup>3</sup>, dimensão máxima de 12,5 mm e módulo de finura de 6,78. A curva granulométrica do AGN está apresentada na figura 2.

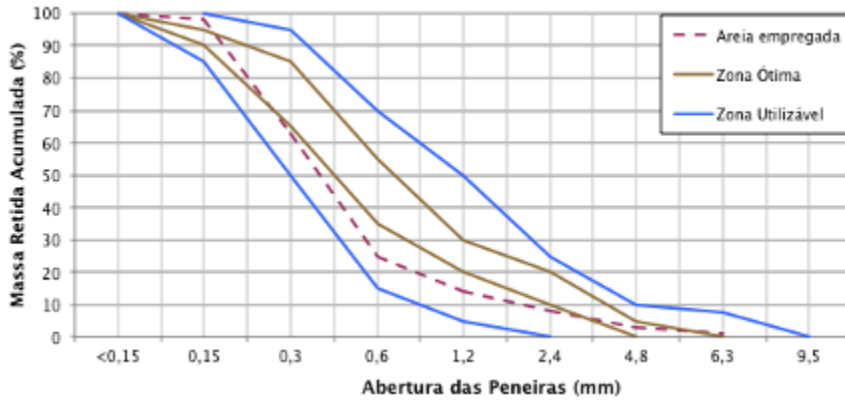


Figura 19: Curva Granulométrica do Agregado Miúdo Natural

O **agregado graúdo reciclado de concreto (ARC)** é proveniente de resíduos da produção de laje pré-fabricadas tipo Rott, com fck de 35 MPa, britada em um britador de mandíbulas com abertura de 20 mm. Os agregados reciclados de concreto foram peneirados, utilizando-se no trabalho a fração passante na peneira de malha com abertura de 19 mm e retida na de 4,8 mm. A dimensão máxima foi caracterizada em 12,5 mm e o módulo de finura em 7,25. A massa unitária do ARC é 1,13 g/cm<sup>3</sup> e a massa específica é de 2,21 g/cm<sup>3</sup>. A curva granulométrica do ARC é apresentada junto à curva do AGN (Figura 20).

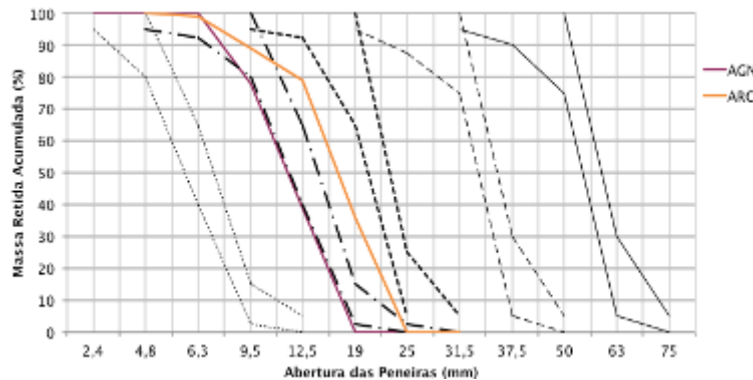


Figura 20: Distribuição granulométrica do AGN e do ARC.

**Métodos. Carbonatação do ARC** - o lote de ARC empregado no estudo não apresentava carbonatação, portanto foi necessário carbonatar uma amostra, o que foi feito de forma acelerada em uma câmara de carbonatação. Os agregados foram saturados e depois secos em estufa até obter umidade aproximada de 70%, e então colocados na câmara de carbonatação, com concentração de 10% de CO<sub>2</sub> por um período de 7 dias. A carbonatação foi verificada através da aspersão de um indicador fenolftaleína sobre uma parcela da amostra reservada para controle.

**Absorção de água do ARC** - A absorção de água dos agregados reciclados, carbonatados e não carbonatados, foi caracterizada em balança hidrostática ao longo de 72 horas, e foi realizada em duas dimensões de amostras iguais a 12,5 e 25 mm.

**Produção dos concretos** - para a produção de concreto foi definido o traço de cimento : areia : brita de 1 : 2,36 : 2,75, com relação água/cimento 0,56, com consumo de cimento de 353 kg/m<sup>3</sup>. Foram executadas três misturas, onde variou-se o tipo e teor de agregado: referência com 100% de agregado natural; com 50% de ARC; com 50% de ARC carbonatado. A substituição de agregado graúdo natural pelo ARC foi realizada em massa com compensação de volume (Eq. 1).

$$M_{ARC} = \frac{M_{AN}}{\gamma_{AN}} \times \gamma_{ARC} \quad (1)$$

Onde  $M_{ARC}$  é a massa do agregado reciclado;  $M_{AN}$  é a massa do agregado natural;  $\gamma_{AN}$  é a massa específica do agregado natural; e  $\gamma_{ARC}$  é a massa específica do agregado reciclado.

O **abatimento** utilizado foi de  $100 \pm 20$  mm. Os ensaios de abatimento foram realizados em intervalos similares. A medição do 1º abatimento de cada um dos três concretos, por exemplo, foi realizado aos 7 minutos após o início da mistura, já o abatimento 2º foi medido aos 11 minutos após o início da mistura. Foram moldados **6 corpos de prova** cilíndricos de cada mistura para os ensaios de resistência à compressão aos 7 e 28 dias. Após 24 horas os corpos de prova foram desmoldados, identificados e armazenados na em câmara úmida com  $21 \pm 2^\circ\text{C}$  e umidade relativa do ar de aproximadamente de 95%, até a idade de ensaio.

**Sequestro de carbono.** Para determinar a quantidade aproximada de dióxido de carbono capturada na carbonatação do concreto, foi utilizando a fórmula (Eq. 2) (5).

$$CO_2 = 0,75.C.CaO \cdot \frac{M_{CO_2}}{M_{CaO}} \quad (2)$$

Onde  $CO_2$  é massa de dióxido de carbono; C é o consumo de cimento por  $m^3$  de concreto; CaO é a fração de massa de óxido de cálcio do clínquer do cimento;  $M_{CO_2}$  é a massa molar de dióxido de carbono (44,01 g);  $M_{CaO}$  é a massa molar de óxido de cálcio(56,07 g).

Para o cálculo da quantidade de carbono que o beneficiamento do ARC por carbonatação pode sequestrar, considerou-se o cimento CP V-ARI, empregado na fabricação das lajes pre-moldadas, cujos resíduos originaram os agregados reciclados em estudo. A caracterização deste cimento (Tabela 7) indica uma fração da massa de cimento de 59,68%. O consumo de cimento do concreto que deu origem ao resíduo do agregado reciclado é de  $357 \text{ kg}/m^3$ .

Tabela 7: Caracterização do cimento empregado na produção do concreto do ARC.

Parâmetro	Resultados
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	4,05
SiO <sub>2</sub> (%)	18,48
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	2,53
CaO (%)	59,68
MgO (%)	5,24
SO <sub>3</sub> (%)	3,05
Perda ao Fogo (%)	3,23
CaO Livre (%)	0,91
Resíduo Insolúvel (%)	0,65
Equivalente Alcalino (%)	0,64
Expansão à Quente (mm)	0,80
Início de Pega (h:min)	2:42
Fim de Pega (h:min)	3:18
Água Cons.Normal (%)	28,7
Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	4,341
#200 (%)	0,40
#325 (%)	3,00
fc 1 dia (MPa)	20,8
fc 3 dias (MPa)	3,12
fc 7 dias (MPa)	34,6
fc 28 dias (MPa)	41,7

## Resultados

**Absorção de água do ARC.** As curvas de absorção de água dos agregados reciclados carbonatados e não carbonatados estão apresentadas nas Fig.3 e 4.

Há uma diferença na absorção de água em relação aos dois tipos de agregados (Figura 21). Observando que a escala do eixo x do gráfico (Fig.3) está apresentada como raiz quadrada do tempo, aos 30 minutos a taxa de absorção é de 7,2% para ARC não carbonatado e 5,7% para ARC carbonatado, o que corresponde a uma diferença de 20,8% de absorção entre os dois tipos de ARC.

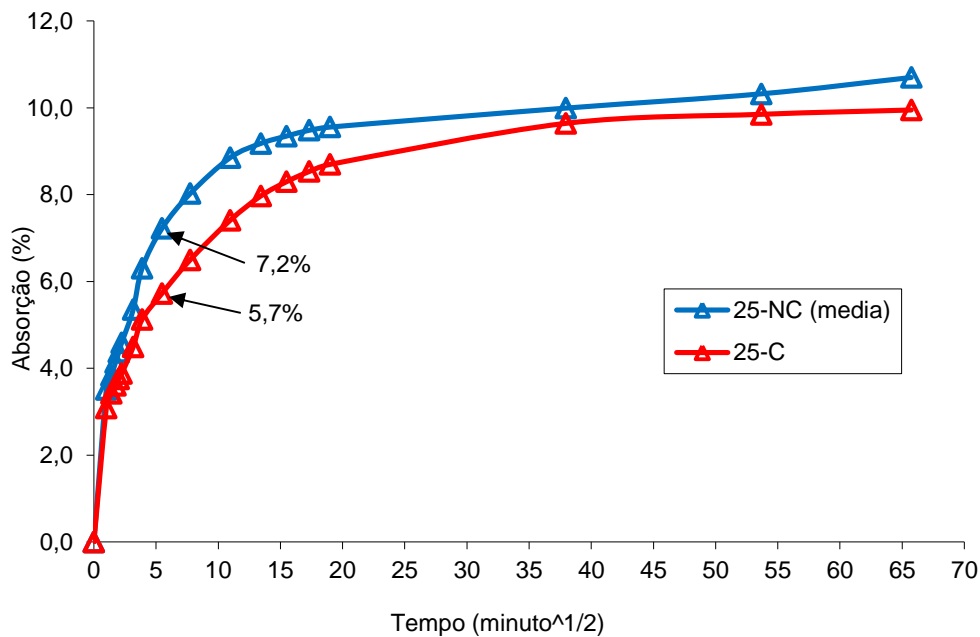


Figura 21: Curva de absorção de ARC 25 mm não carbonatado e carbonatado.

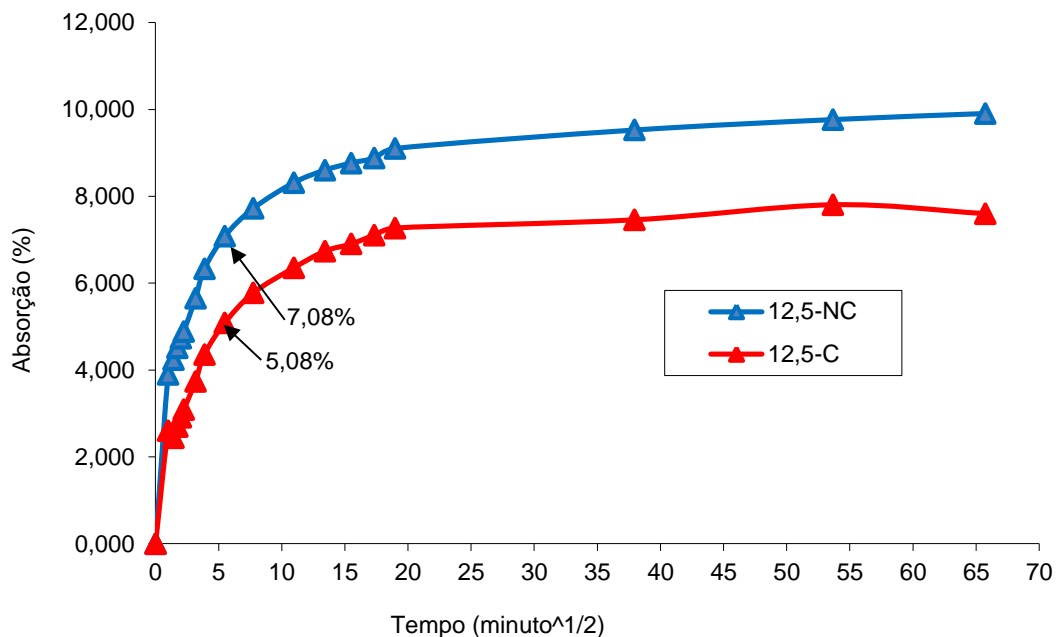


Figura 22: Curva de absorção de ARC 12,5mm não carbonatado e carbonatado

No gráfico (Figura 22), observa-se que os agregados com 12,5 mm apresentaram uma absorção de 7,08% e 5,08%, respectivamente para ARC não carbonatado e carbonatado, representando uma diferença de 28%. A Tabela 8 apresenta a ANOVA da influência da carbonatação e do tamanho do agregado na absorção de água.

Observa-se que estatisticamente não há diferenças significativas entre o efeito do ARC carbonatado e não carbonatado na absorção de água, para um nível significância  $\alpha$  de 5%, assim como para a dimensão do agregado. No entanto, se o nível de confiança fosse de 90% ( $\alpha$  de 10%), a carbonatação apareceria como significativa, uma vez que o valor 'p' foi de 0,09033.

A Tabela 9 apresenta a análise da influência da dimensão do agregado na carbonatação do ARC.

Tabela 8: ANOVA influência da carbonatação e da dimensão do ARC na absorção de água.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	F crítico	valor-P
Carbonatação	3,0625	1	3,0625	49,000	161,45	0,09033
Dimensão	0,1369	1	0,1369	2,1904	161,45	0,37829
Erro	0,0625	1	0,0625			
Total	3,2619	3				

Onde: SQ – Soma Quadrada; gl– grau de liberdade; MQ – média quadrada.

Tabela 9: ANOVA da influência da dimensão do ARC na carbonatação

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	F crítico	valor-P
Dimensão do ARC	0,61846	1	0,61846	23,9291 9	0,00809	7,7086
Erro	0,10338	4	0,02585			
Total	0,72184	5				
Total	3,2619	3				

Onde: SQ – Soma Quadrada; gl– grau de liberdade; MQ – média quadrada.

Pela análise de variância ANOVA (Tabela 9) foi verificado que há interferência da dimensão do ARC na absorção de ARC carbonatado e não carbonatado, uma vez que o valor de “p” é menor que 5%, para um nível de confiança de 95%. Isso se deve ao fato que para os agregados de 12,5 mm houve carbonatação completa do grão, enquanto que os agregados de maior dimensão não foram completamente carbonatados no período de exposição. Os agregados de maior dimensão além de terem maior espessura de material sujeito à carbonatação, também são prejudicados pela própria espessura de carbonatação, que dificulta a entrada do gás carbônico no interior do grão. Desta forma o centro do agregado ficou com certo volume “não carbonatado”, conseqüentemente com mais vazios disponíveis para o preenchimento de água.

**Consistência do concreto.** Os resultados adquiridos a partir do ensaio de abatimento do tronco de cone seguem descritos na Tabela 10.

Tabela 10: Resultados de consistência pelo abatimento do tronco de cone.

Concreto	Medidas	Abatimento (mm)
Referência	1ª	115
ARC Não carbonatado	1ª	65
	2ª	50
ARC Carbonatado	1ª	60
	2ª	55

Analisando os dados da tabela 4, percebe-se que os concretos com ARC apresentaram uma perda de abatimento de 50% em relação ao concreto referência. Este comportamento já era esperado. No entanto, esperava-se que o concreto com ARC não carbonatado apresentasse um abatimento menor do que aquele com ARC carbonatado, uma vez que o primeiro possui agregado que absorve maior quantidade de água.

Foi registrado, tanto na primeira quanto na segunda medida, o mesmo nível de abatimento para ambos concretos com ARC. A variação observada entre a primeira e a segunda medida está dentro do próprio erro de medida do método, indicando que não houve diferença significativa do efeito da carbonatação do concreto na consistência.

**Resistência à compressão Axial.** Para o ensaio de resistência à compressão, espera-se obter como resultado resistência maior para o traço de referência, em relação aos com ARC. Os resultados encontrados para 7 dias e 28 dias, estão apresentados na Tabela 11.

A Tabela 12 e a Tabela 13 apresentam a análise de variância do efeito do ARC na resistência à compressão aos 7 e 28 dias, respectivamente.

Tabela 11: Resistência à compressão aos 7 e 28 dias dos concretos estudados.

Concrete	fc 7 dias média (MPa)	fc 7 dias Desv. Padrão	Coefficiente Variação (%)	fc 28 dias média (MPa)	fc 28 dias Desv. Padrão	Coefficiente Variação (%)
Referência	21,2	0,52	0,0028	28,9	2,37	0,0564
ARC não carbonatado	25,2	0,65	0,0042	33,5	3,19	0,1017
ARC carbonatado	23,4	0,49	0,0024	30,4	1,81	0,0329

Onde: SQ – Soma Quadrada; gl– grau de liberdade; MQ – média quadrada.

Tabela 12: ANOVA da influência do agregado na resistência à compressão aos 7 dias.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	F crítico	valor-P
Agregado	743,707	1	743,707	296,691	7,709	0,00007
Erro	10,0267	4	2,5067			
Total	753,733	5				

Onde: SQ – Soma Quadrada; gl– grau de liberdade; MQ – média quadrada.

Tabela 13: ANOVA da influência do agregado na resistência à compressão aos 28 dias.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	F crítico	valor-P
Agregado	1344,007	1	1344,0	413,3285	7,70864	0,00003
Erro	13,00667	4	3,25177			
Total	1357,013	5				

Onde: SQ – Soma Quadrada; gl– grau de liberdade; MQ – média quadrada;

Com o valor “p” menor que 5% (tabela 7), a Análise de Variância indicou um efeito significativo do ARC na resistência à compressão nas idades estudadas. A figura 5 apresenta as médias de resistência para 7 e 28 dias.

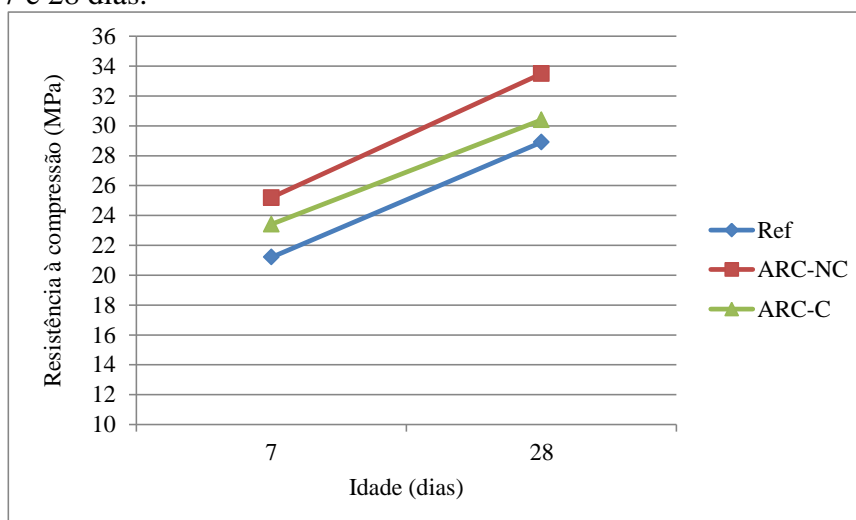


Figura 5: Resistência à compressão dos agregados estudados.

Os concretos com ARC retornaram, em ambas as idades, resultados de resistência à compressão superiores ao resultado de resistência do concreto de referência. Estas diferenças representam um aumento, em relação ao concreto referência, de 4 e 2,2 MPa aos 7 dias, respectivamente para o concreto com ARC e para o concreto com ARC carbonatado, significando aumentos de 19 e 10%. Já aos 28 dias o concretos com ARC não carbonatado apresentou um aumento de 4,6 MPa, em relação ao concreto referência, o que representa um aumento de 16%. O concreto com ARC carbonatado teve uma resistência apenas 1,5 MPa maior do que o concreto referência aos 28 dias, o que significa um incremento de 5% na resistência.

Este resultado pode ser explicado pelo fato de que o concreto referência apresentou resistência à compressão, aos 28 dias, de 28,9 MPa com a mesma relação água/cimento e mesmo teor de argamassa empregados nos concretos com ARC, que substituíram 50% do agregado natural. O fck do resíduo de concreto, que originou o ARC, é 35 MPa, e possivelmente a resistência aos 28 dias deste concreto já era maior do que 35 MPa. Além disto, o ARC ao ser empregado neste estudo já possuía mais de um ano e provavelmente a sua resistência era ainda maior do que aos 28 dias. Logo,

ao inserir o ARC em concreto com matriz de menor resistência pode resultar um novo concreto de resistência mais elevada do que o concreto de referência.

Outro aspecto a ser ressaltado é que não foi empregada nenhuma forma de compensar a maior absorção de água do ARC em relação ao agregado referência. Desta forma, o ARC em contato com a água de amassamento tende a absorver a água da mistura, uma vez que também não foi adicionada água para ajustar a consistência do concreto. Assim, estes concretos terão uma relação água aglomerante menor, com menor porosidade, o que leva a estes apresentarem resistência compatíveis com as do concreto de referência.

**Sequestro de carbono.** Considerando os valores adotados neste trabalho para consumo de cimento e teor de óxido de cálcio do clínquer de cimento, o cálculo da quantidade de CO<sub>2</sub>, que pode ser aprisionado ao empregar-se agregados completamente carbonatados, é de 125 kg/m<sup>3</sup> de agregado reciclado de concreto.

Considerando um consumo de cimento do concreto que incorporou ARC como sendo de 353 kg/m<sup>3</sup> e que foi empregado um volume de ARC de 0,184 m<sup>3</sup> equivalente ao volume de 50% da massa do agregado natural, neste trabalho estima-se que o sequestro de carbono devido ao emprego de ARC 100% carbonatado seria de 23 t/m<sup>3</sup> de concreto. Saliencia-se que estas são apenas estimativas preliminares que devem ser melhor investigadas. No entanto, é possível considerar que o emprego de ARC carbonatado pode contribuir para aumentar a ecoeficiência de novos concretos.

## Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq e à Fapergs pelo apoio financeiro à pesquisa e pela concessão de bolsas de iniciação científica.

## Referências

- [1] P.K Mehta, , P.J.M. MONTEIRO: Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais, edited by Geraldo C. Isaia/Ibracon Publishing, São Paulo, Brasil (2008), p. 3-20.
- [2] WERLE, A.P., TROIAN, A., KAZMIERCZAK, C.S., KULAKOWSKI, M.P. Carbonation in concrete with coarse recycled concrete aggregates. In: Conference Proceedings of 12th International Conference on DBMC, 4., 2011, Porto. Proceedings... Porto: FEUP Edições, 2011, p. 1677-1684.
- [3] LIMBACHIYA, M.; MEDDASH, M. S.; OUCHAGOUR, Y. Use of recycled concrete aggregate in fly-ash concrete. *Construction and Building Materials*, v. 27, p. 439-449, 2012.
- [4] BELIN, P., HABERT, G., THIÉRY M., ROUSSEL N. Improvement of recycled concrete aggregates properties by carbonation. 2012. Gothenburg, SW. In.: WASCON 2012 Conference Proceeding.
- [5] PADE, C., GUIMARAES. M. The CO<sub>2</sub> uptake of concrete in a 100 year perspective. June, 2007
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12821: Preparação do Concreto em laboratório – Procedimento - Referências – Elaboração 2009.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone - Referências – Elaboração 1998.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos cilíndricos - Referências – Elaboração 2007. Dj.M. Maric, P.F. Meier and S.K. Estreicher: *Mater. Sci. Forum* Vol. 83-87 (1992), p. 119.

## Uso do pó e agregados de Escória de Aciaria em misturas estabilizadas e em concretos para sub-base e pavimento

DINIZ Dayse Horta<sup>1, a</sup>, PAULA Júnia Nunes de<sup>2, b</sup> e MAIA Nilton da Silva<sup>3, c</sup>  
PEIXOTO Ricardo A Fiorotti<sup>4, d</sup>

<sup>1</sup> Prof<sup>a</sup> M.Sc, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Brasil

<sup>2</sup> Prof<sup>a</sup> M.Sc Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Brasil

<sup>3</sup> Prof. Doutor.Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Brasil

<sup>4</sup> Prof. Doutor Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil

<sup>a</sup> ddiniz@civil.cefetmg.br, <sup>b</sup>junia@curvelo.cefetmg.br, <sup>c</sup>niltonmaia@civil.cefetmg.br, <sup>d</sup> ricardofiorotti@em.ufop.br

**Palavras Chave:** Pavimento de concreto, escória de aciaria, mistura estabilizada, sustentabilidade.

**Resumo:** O objetivo da pesquisa é estender a possibilidade da utilização do resíduo proveniente da indústria siderúrgica, a escória de aciaria, na infraestrutura viária. Resultados sobre o emprego da escória de aciaria LD como estabilizante de solo para sub-base de rodovias e como agregado para concreto em pavimentos rígidos são apresentados. Para a sub-base utilizou-se a mistura de solo estabilizada com o fino da escória de aciaria. Os ensaios realizados para avaliação da mistura solo com fino de escória de aciaria foram: compactação, índice suporte Califórnia (CBR), expansibilidade, resistência a compressão simples e resistência à tração por compressão diametral. Para determinação das propriedades mecânicas do concreto produzido com substituição total dos agregados naturais por agregados de escória de aciaria foram realizados os ensaios de resistência a compressão simples, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade. Ensaio de lixiviação e solubilização foram realizados para análise do impacto ambiental das misturas solo-fino da escória de aciaria e concreto com agregados de escória de aciaria. O aumento no teor de adição do fino de escória de aciaria até o limite de 20% reduz a expansão e aumenta significativamente o CBR. Os resultados de compressão simples e compressão diametral indicam ganhos de resistência correspondente aos aumentos dos percentuais de adição de finos de escória de aciaria como estabilizante. O concreto com agregados de escória de aciaria apresentou resistência à compressão e resistência à tração por compressão diametral superior ao concreto convencional aos 3, 7 e 28 dias. A mistura solo-fino da escória de aciaria e do concreto com agregados de escória de aciaria foram classificados como resíduo não inerte, classe II-A, nos ensaios de lixiviação e solubilização. Os resultados encontrados sugerem a possibilidade utilização do fino da escória de aciaria como estabilizante de solo para sub-base e de concreto com agregados de escória de aciaria em infraestrutura viária.

### Introdução

Em um país de dimensões continentais, onde o transporte rodoviário é a principal via para movimentação de todas as espécies de cargas, investir na malha viária é fundamental para o seu crescimento. Isso demanda e propicia ambiente favorável ao desenvolvimento de estudos e pesquisas em busca de novos materiais que apresentem potencial para viabilizarem obras de pavimentação com custo e qualidades necessárias [1].

A preocupação com o meio ambiente e a escassez de recursos naturais propicia a pesquisa por alternativas mais sustentáveis na indústria da construção civil. Estudar o uso de finos de escória de aciaria em mistura de solos estabilizados e de agregados de escória de aciaria em substituição aos



agregados naturais para o pavimento rígido de concreto apresenta-se como uma das opções. Transformar a escória de aciaria em fonte alternativa de matéria prima dentro da infraestrutura de pavimentos constitui um desafio para o meio técnico e científico [1].

O Brasil possui uma das maiores concentrações de usinas siderúrgicas do mundo. A siderurgia está entre as indústrias que têm em seu processo de produção uma fonte de elevado impacto ambiental já que, além de movimentar grandes volumes de matérias-primas e energia, é responsável pela geração de uma expressiva quantidade de resíduos [2].

A construção civil apresenta-se como uma das melhores alternativas para utilização de milhões de toneladas deste subproduto siderúrgico em diversas aplicações: na fabricação de cimento Portland, como agregados para concreto em subleitos de rodovias ou lastros ferroviários [3].

A escória de aciaria obtida mediante a transformação do ferro gusa líquido em aço possui características físicas e mecânicas iguais ou superiores aos agregados naturais [4].

O processo de beneficiamento e transformação da escória de aciaria em agregados de escória produz uma quantidade extremamente elevada de finos, que ficam retidos nos filtros de manga, que posteriormente são empilhados nos pátios das beneficiadoras criando volumes e passivos a serem descartados. Assim o uso do fino de escória de aciaria em substituição a outros aglomerantes, em estabilização de misturas para aplicação em camadas de pavimento pode contribuir para a sustentabilidade na área [1].

O concreto produzido com agregado de escória de aciaria é uma alternativa ambiental ao oferecer destino aos resíduos e reduzir o consumo de reservas naturais. O uso de resíduos industriais na construção civil de forma racional reduz a extração de matéria prima não renovável, economiza energia e transporte, barateando o custo do m<sup>3</sup> do concreto produzido [5].

Os agregados correspondem a 70% do volume do concreto e influenciam nas propriedades como a trabalhabilidade, resistência, módulo de elasticidade, densidade e durabilidade.

A utilização da escória de aciaria pode trazer além dos parâmetros técnicos estudados nesta pesquisa, benefícios ambientais, reduzindo as áreas destinadas à deposição da escória, obras de proteção ambiental das áreas de bota-fora, o transporte do material utilizável, a recuperação ambiental das áreas degradadas e ao mesmo tempo reduzindo a degradação ambiental provocada pela extração de agregados naturais. Ressalta-se também o aspecto econômico, [6] cita que a demanda por agregados para construção civil é muito significativa. Um terço desta demanda está ligada à construção de estradas. A escória é ideal para utilização em zonas urbanas, próximas á usinas siderúrgicas, pois apresenta um custo inferior ao da brita, até certa distância média de transporte. Para distâncias de até 80km para utilização em pavimentação rodoviária e até 150km para utilização como lastro de ferrovias, acreditam [7] que o uso da escória de aciaria é competitivo. O estudo do comportamento do solo estabilizado com escória de aciaria foi realizado por meio de ensaios de compactação, expansão e CBR. Também foram realizados ensaios de resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral foram executados em corpos de prova de solos estabilizados com o fino de escória de aciaria e de solos estabilizados com fino de escória de aciaria e cal nas idades de 7, 28 e 56 dias. Os resultados encontrados para o solo estabilizado com o fino da escória de aciaria e para o solo estabilizado com fino de escória de aciaria e cal foram comparados aos resultados obtidos em corpos de prova do solo puro nas mesmas idades.

O estudo do comportamento do concreto produzido com agregado de escória de aciaria em substituição ao agregado natural foi realizado por meio de resistência à compressão simples e módulo de elasticidade e foram executados em corpos-de-prova nas idades de 7, 14 e 28 dias. Os resultados encontrados para o concreto com escória de aciaria foram comparados com os resultados obtidos para o concreto convencional nas mesmas idades.

## **Materiais e Métodos**

**Materiais.** Os materiais utilizados nas misturas de solo para estabilização de base e sub-base de pavimento foram um solo siltoso (saibro amarelo) proveniente de uma grande jazida da região

metropolitana de Minas Gerais, fino (pó) de escória de aciaria proveniente de processo LD e a água que abastece os reservatórios do Laboratório de Comportamento Mecânico do Departamento de Engenharia Civil (LABMEC) do CEFET-MG.

Os materiais utilizados nos concretos produzidos com agregados de escória de aciaria e com agregados naturais foram, o cimento CPV-ARI-RS, escória de aciaria granulada proveniente de processo LD, brita calcárea, areia e a água que abastece os reservatórios do LABMEC do CEFET-MG.

### Caracterização dos materiais

**Misturas estabilizadas (solo e fino da escória de aciaria).** As caracterizações do solo e do fino da escória de aciaria utilizadas para as misturas estabilizadas para base e sub-base são apresentadas na Tabela 1 e Tabela 2 respectivamente.

Tabela 1: Caracterização do solo

Caracterização do solo	Resultados
Massa Específica dos grãos (g/cm <sup>3</sup> )	2,795
Massa Específica Aparente (g/cm <sup>3</sup> )	1,434
% < 0,075mm	46,0
LL (%)	33,7
IP (%)	NP
IG	3
HBR	A-4
Unificada	SM

Tabela 2: Caracterização do fino da escória

Caracterização da Escória	Resultados
Massa Específica dos grãos (g/cm <sup>3</sup> )	3,166
Massa Unitária (g/cm <sup>3</sup> )	1,368
Finura pela peneira 200 (%)	6,72
Início de Pega (h)	22
Superfície Específica (m <sup>2</sup> /g)	1,71
CaO (%)	35,9 (6 a 45)
MgO (%)	10,0 (1 a 9)
SiO <sub>2</sub>	17,2 (1 a 16)
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	3,5 (1 a 4)
FeO(%)	17,4 (8 a 30)
MnO	0,3

Para determinação da mistura de solo a ser utilizada foram realizadas misturas na proporção de 10%, 15% e 20% de finos de escória. Foram realizados os ensaios de compactação para determinação da massa específica máxima e umidade ótima, expansão, CBR, resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral.

Foram realizados os ensaios de compactação para determinação da massa específica máxima e umidade ótima, expansão, CBR, resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral para o solo puro, três misturas de solo estabilizado com o fino de escória na proporção de 10%, 15% e 20%.

**Concreto (agregados de escória de aciaria, agregados naturais).** Os materiais utilizados para composição e produção dos concretos utilizados foram: cimento CPV-ARI-RS, areia lavada grossa natural, brita 0 calcárea, brita 1 calcárea, escória granulada de aciaria com diâmetros de 0 a 4,8mm, 9,5 a 12,5mm e 12,5 a 25mm. Para a dosagem dos dois tipos de concreto foi realizada a caracterização física dos materiais constituintes. Os ensaios realizados para caracterização física dos agregados naturais e de escória de aciaria foram granulometria, massa específica, massa unitária, teor de umidade e teor de material pulverulento. Os resultados obtidos nos ensaios estão apresentados na Tabela 3.

A pesquisa desenvolvida pelo Grupo RECICLOS do CNPq forneceu o traço do concreto convencional e do concreto com escória de aciaria [8]. O fator água/cimento foi determinado para atendimento às prescrições [9], segundo o tipo do concreto e sua utilização. O proporcionamento

em massa para o concreto convencional e concreto com escória de aciaria, com resistência prevista de 30MPa aos 28 dias é apresentado na tabela 4 .

Tabela 3: Caracterização dos agregados de escória de aciaria e convencionais

Material	Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	Massa unitária (g/cm <sup>3</sup> )	Teor de umidade (%)	Pulverulento (%)
Areia	2,57	1,45	5,3	0,4
Escória (0-4,8mm)	3,06	1,74	10,2	9,0
Brita 0	2,42	1,37	3,2	
Escória(9,5-12,5mm)	2,88	1,76	6,5	
Brita 1	2,61	1,37	3,2	
Escória (12,5-25mm)	2,94	1,76	6,5	

Tabela 4: Traço do concreto convencional e concreto com escória de aciaria

C30 Peso (kg)	Cimento	Areia Escória(0-4,8mm)	Brita 0 Escória(9,5-12,5mm)	Brita 1 Escória(12,5-25mm)	a/c
Convencional	1	2	0,44	2,26	0,6
Escória	1	2,65	1,49	1,49	0,6

A consistência do concreto fresco foi determinada pelo ensaio de abatimento do tronco de cone do concreto, denominado *slump*, de acordo com [10]. O concreto convencional apresentou um *slump* de 15cm e o concreto com escória de aciaria de 2,5cm. A redução da trabalhabilidade é atribuída à substituição dos agregados naturais pelo agregado de escória de aciaria que apresenta maior porosidade [11].

Foram moldados 24 corpos de prova de  $\phi 10 \times 20$ cm para cada tipo de concreto de acordo com [12] e [13]. Os corpos de prova foram submetidos à cura úmida.

**Métodos.** A metodologia adotada contemplou três estudos:

**Misturas estabilizadas com fino da escória de aciaria para uso em base e sub-base de pavimento.** Todos os ensaios foram moldados com energia de compactação do Proctor Intermediário, conforme [14].

A capacidade de Suporte do subleito e dos materiais constituintes dos pavimentos é feita pelo CBR, adotando-se o método de ensaio preconizado pelo DNER (Departamento Nacional de Estradas e Rodagem), em corpos de prova moldados em laboratórios para as condições de massa específica aparente máxima e umidade ótima especificada.

Para pavimento rígido os materiais do subleito devem apresentar uma expansão, medida no ensaio CBR., menor  $\leq 2\%$ , e CBR.  $\geq 2\%$ . Materiais para reforço do subleito, CBR.  $>$  subleito e Expansão  $\leq 1\%$ . Materiais para sub-base, os que apresentam: CBR.  $\geq 20\%$ , I.G. = 0, Expansão  $\leq 1\%$ .

Foram ensaiadas amostras do solo puro e misturas de solo + fino de escória de aciaria, conforme quantidade apresentada na Tabela 5.

Tabela 5 - Quantidade de amostras por ensaio

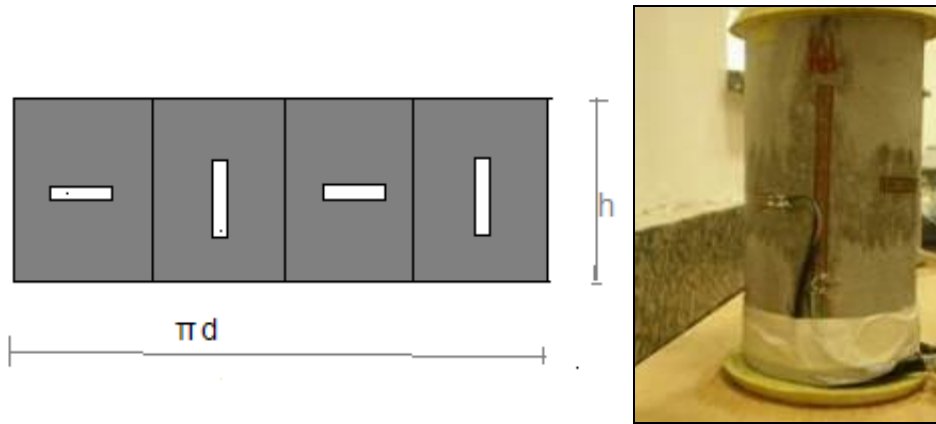
Ensaio	Compactação	Expansão	CBR	Rc	R <sub>T</sub>
Misturas					
Solo Puro	2	6	6	5	5
Solo + 10% fino de escória					
Solo + 15% fino de escória					
Solo + 20% fino de escória					

**Concreto com agregado de escória de aciaria em substituição total ao agregado natural.**

Resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade do concreto para o pavimento rígido.

Os ensaios de resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral foram realizados aos 3, 7 e 28 dias em corpos-de-prova de concreto convencional e em corpos de prova concreto com agregados de escória de aciaria. Foram testados 3 corpos de prova para cada tipo de concreto e de ensaio. O carregamento da máquina foi contínuo até a ruptura do concreto.

O ensaio para determinação do módulo de elasticidade foi realizado na idade de 28 dias para os corpos de prova de concreto convencional e os corpos de prova com agregados de escória de aciaria. O ensaio realizou-se com a aplicação de uma carga axial de compressão aplicada incrementalmente. Os corpos de prova foram instrumentados por *strain gages* uniaxiais e *clip gage*. Os *strain gages* foram colados em posições diametralmente opostas, longitudinalmente e transversalmente. Deste modo, os *strain gages* são capazes de medir as deformações longitudinais e transversais conforme Figura 1.



(a) Esquema de colagem dos SG (b) Corpos de prova com *strain gage*.

Figura 1: Corpos-de-prova com *strain gages*

Os *strain gages* utilizados nos corpos de prova de concreto convencional e nos corpos de prova de concreto com escória de aciaria foram do tipo KC-80-120-A1-11, com *gage factor* (K) igual a 2,13 da *Kyowa* para concreto. O sistema foi configurado para medir a resistência elétrica dos *strain gages* por meio do sistema de aquisição de dados HP 34970A. O *clip gage* utilizado foi o modelo EEDA(EMIC) dotado de sensores eletrônicos localizados em seu núcleo. O acessório EEDA visa à medição de deformações em materiais de pequenos alongamentos como o concreto e a madeira. Os dados do *clip gage* foram processados por *software* dedicado da EMIC. O módulo de elasticidade pode ser determinado pela relação entre tensão e deformação para os dois tipos de concreto.

Os corpos-de-prova de concreto convencional e com escória de aciaria foram identificados como CC13, CC14, CC15, CE13, CE14 e CE15. Cada *strain gage* foi identificado com o número do canal a que estava ligado no sistema de aquisição de dados. Os *strain gages* colados longitudinalmente foram identificados com numeração ímpar a partir do canal 101 e aqueles colados transversalmente com números pares a partir do canal 102.

Para cada um dos corpos de prova de concreto convencional e concreto com escória de aciaria foram traçados gráficos de tensão x deformação para os valores obtidos por cada um dos *strain gages* instalados. A partir das curvas tensão x deformação traçou-se a tangente à curva do ponto 0,5MPa até 30% da tensão máxima encontrando-se assim a reta tangente e o módulo de elasticidade tangente inicial denominado de  $E_{ci}$  pela [9].

Os valores teóricos do módulo de elasticidade foram calculados de acordo com a Equação 1 para ambos os tipos de concreto.

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (1)$$

O  $f_{ck}$  foi calculado de acordo com a Equação 2.

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65s \quad (2)$$

onde

$E_{ci}$  é o modulo tangente inicial do concreto [MPa];

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto[MPa];

$f_{cm}$  é a resistência média do concreto [MPa];

$s$  é o desvio padrão.

**Ensaio de lixiviação e solubilização.** A análise físico-química e biológica foi realizada pelo Ensaio de Lixiviação e Solubilização, para todas as misturas estabilizadas de solo + fino de escória de aciaria; solo + fino de escória de aciaria + cal; para o concreto com agregados de escória de aciaria e o concreto convencional. As amostras foram classificadas de acordo com [15], [16] e [17].

## Resultados

**Expansão, Índice Suporte Califórnia (CBR), resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral para o solo e as misturas estabilizadas sub-base.** Os resultados obtidos para o ensaio de Expansão e CBR, conforme [18], para o solo puro e as misturas de solo + fino de escória de aciaria nas proporções de 10%, 15% e 20% são apresentados na Figura 2 e Figura 3 respectivamente.

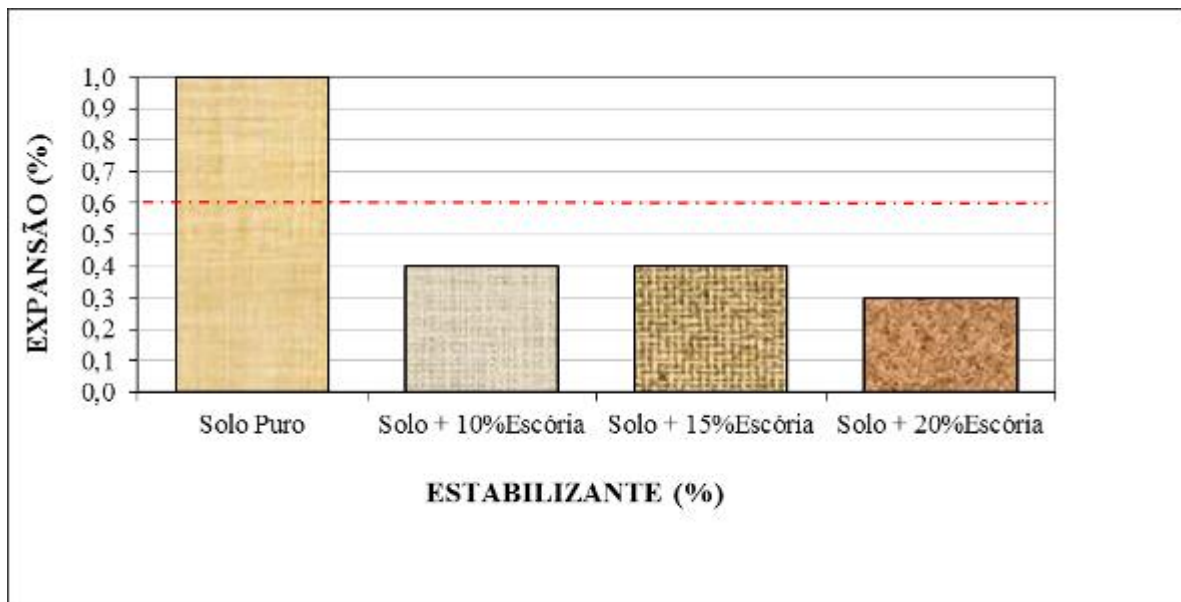


Figura 2: Ensaio de expansão.

As Figuras 4 e 5 apresentam os resultados obtidos para o ensaio de resistência à compressão simples e tração por compressão diametral [19], respectivamente, para o solo puro e as misturas de solo + fino de escória de aciaria nas proporções de 10%, 15% e 20%, nas idades de 7, 28 e 56 dias. Os corpos de prova foram ensaiados no equipamento EMIC (200tf) do LABMEC do CEFET-MG. O carregamento da máquina foi contínuo até a ruptura dos corpos de prova.

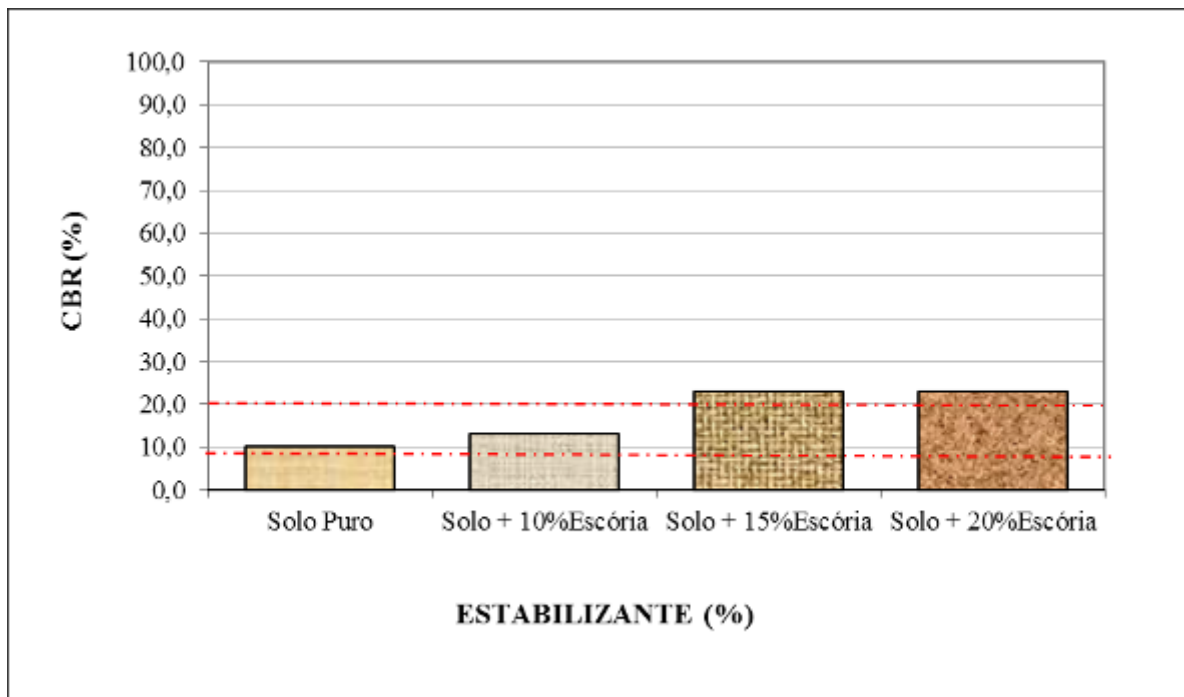


Figura 3: Ensaio de CBR.

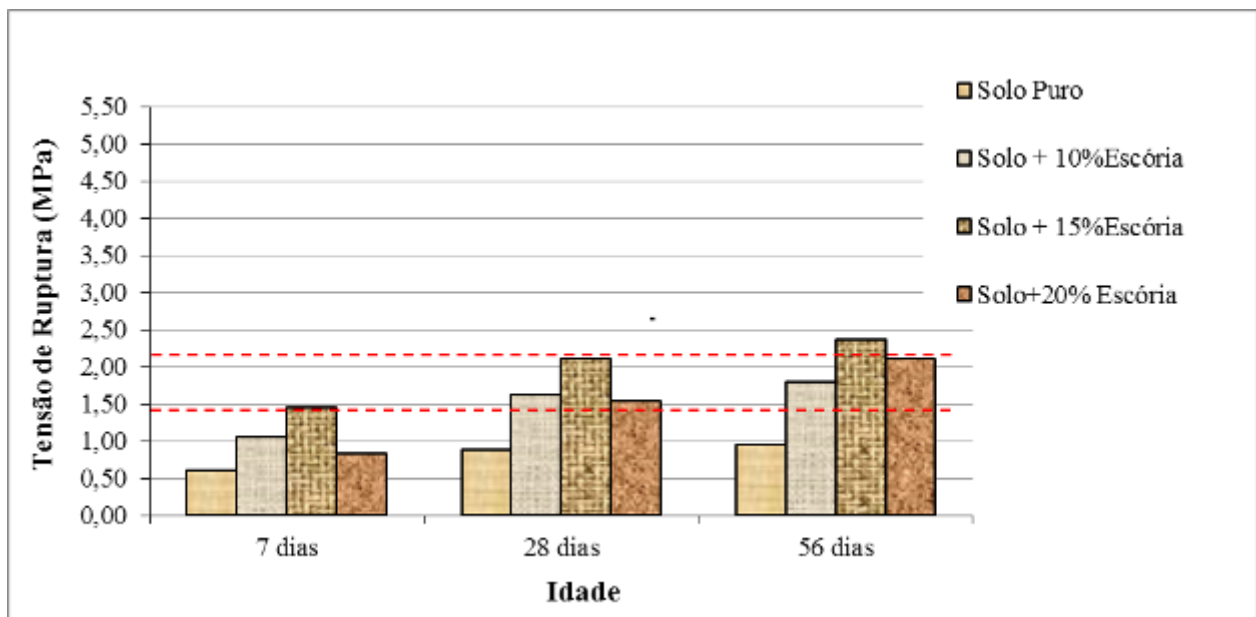


Figura 4: Resistência à compressão simples.

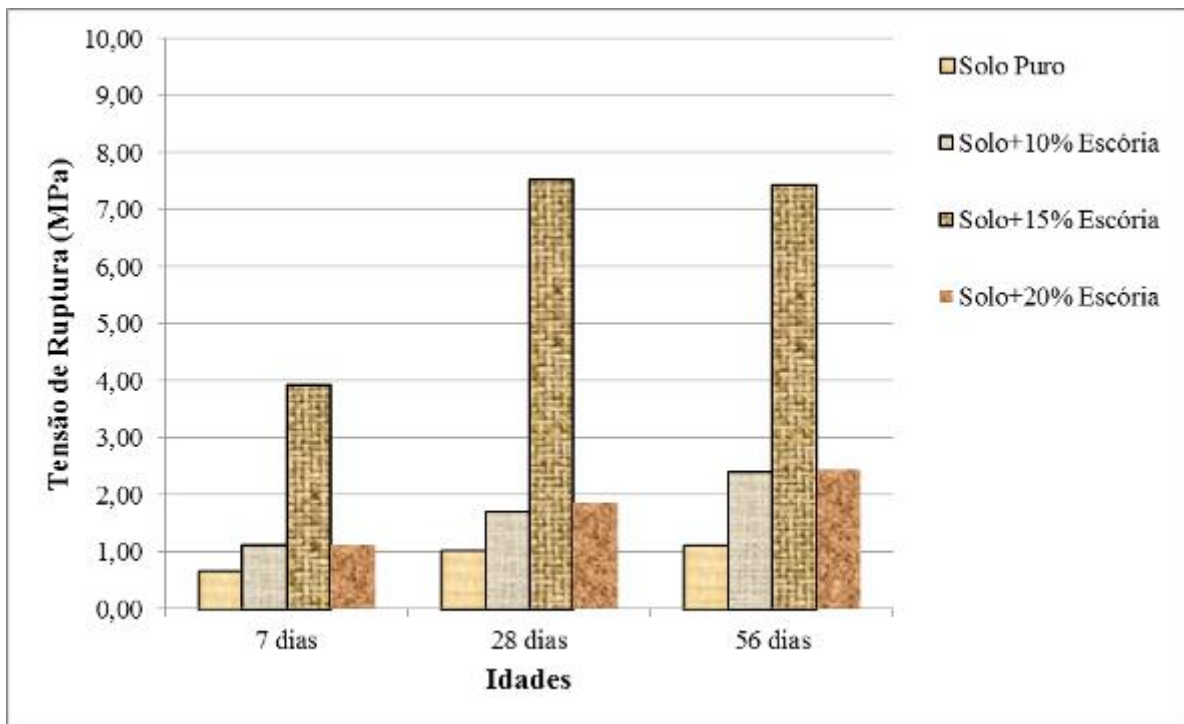


Figura 5: Resistência à tração por compressão diametral da mistura solo-escória de aciaria.

As Figuras 6 e 7 apresentam os resultados obtidos para o ensaio de resistência à compressão simples e tração por compressão diametral, respectivamente, para o concreto convencional e com escória de aciaria aos 3, 7 e 28 dias. Os corpos de prova foram ensaiados no equipamento EMIC (200tf) do LABMEC do CEFET-MG. O carregamento da máquina foi contínuo até a ruptura dos corpos de prova.

### Resistência à compressão

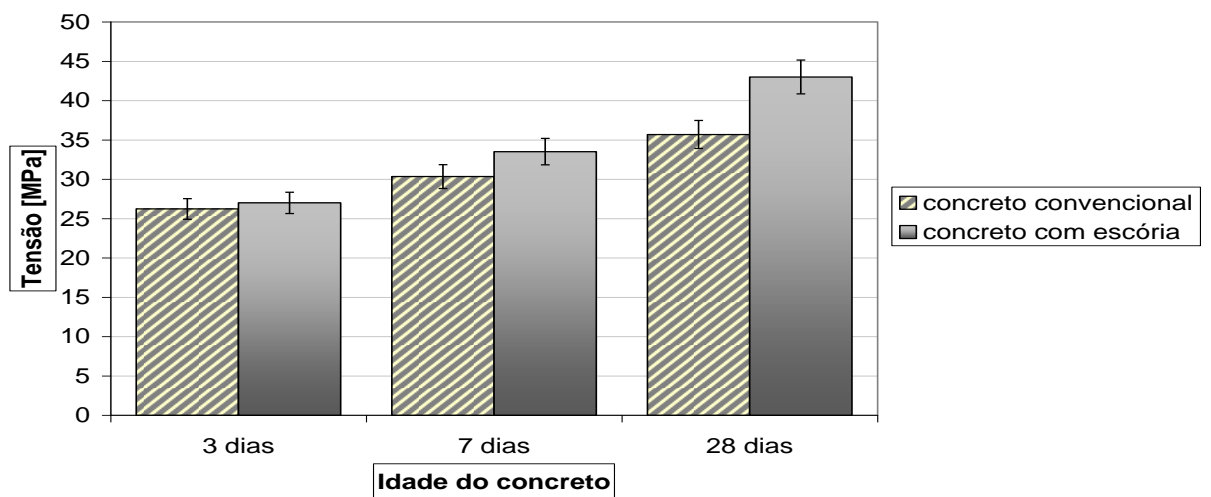


Figura 6: Resistência à compressão

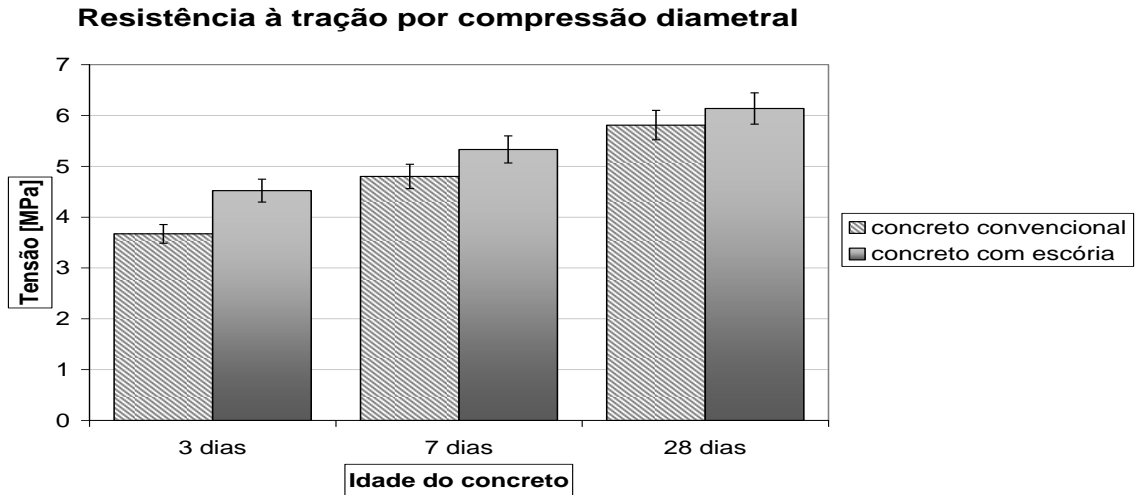


Figura 7: Resistência à tração por compressão diametral

A Figura 8 apresenta a curva tensão x deformação medida pelo *clip gage* (Emic) para o corpo de prova de concreto convencional CC14.

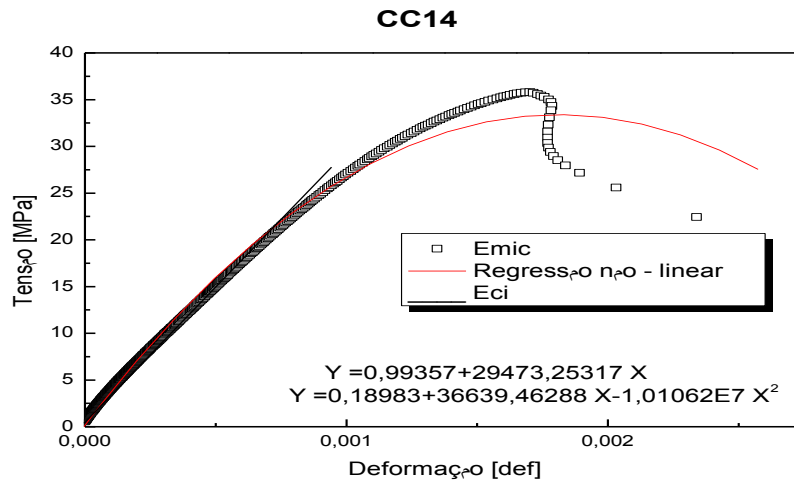


Figura 8: Gráfico Tensão x deformação CC14 – *clip gage*

A Figura 9 e 10 apresentam os resultados obtidos pelos *strain gages* colados aos corpos-de prova CC14 denominados 107 e 108.

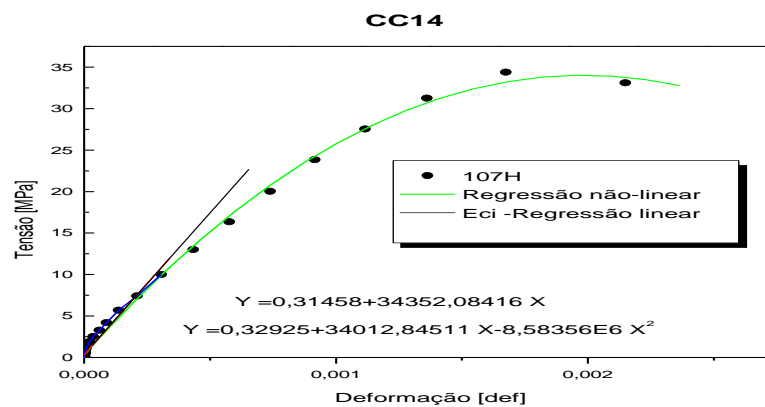


Figura 9: Gráfico tensão x deformação dos *strain gages* do CC14



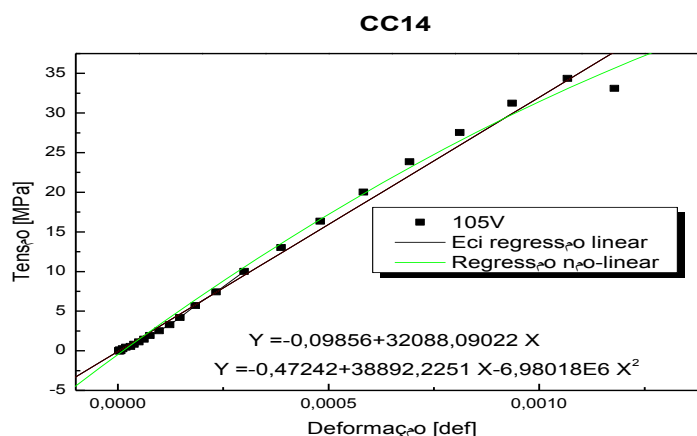


Figura 10: Gráfico tensão x deformação dos *strain gages* do CC14

Os resultados dos metais analisados nos extratos lixiviado (arsênio, bário, cádmio, chumbo, cromo, mercúrio, prata, selênio e fluoretos) e nos extratos solubilizado (alumínio, arsênio, bário, cádmio, chumbo, cobre, cromo, ferro, manganês, mercúrio, prata, selênio, sódio, zinco, cianeto, fluoretos, sulfato, cloretos, nitratos, fenóis totais e surfactantes) das misturas em estudo, onde os elementos analisados são confrontados com os limites máximos permitidos pela norma para todos os elementos analisados, são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6: Resultado do ensaio de Classificação de Resíduo Sólido

Amostra	Classe	Classificação
Solo-escória	II-A	Resíduo não inerte
Concreto-escória	II-A	Resíduo não inerte
Concreto convencional	II-A	Resíduo não inerte

## Conclusões

O fino da escória de aciaria apresentou módulo de finura 6,7 e 20% de partículas menores que 0,15µm; podendo ser utilizada tanto pela possível ação pozolânica devido ao seu elevado teor de cálcio, como à sua elevada finura.

O aumento no teor de adição do fino de escória de aciaria até o limite de 20% reduz a expansão e aumenta significativamente o CBR, sendo os teores de 15 e 20% são os responsáveis por melhores, expansão e CBR.

O acréscimo no percentual de escória contribui para o respectivo aumento do CBR das misturas, sendo a escória quimicamente ativa, ela não funciona só como *filler*, mas também como uma ação cimentante.

Os resultados de compressão simples e compressão diametral indicam ganhos de resistência correspondente aos aumentos dos percentuais de adição de finos de escória de aciaria como estabilizante, atendendo a norma apenas para utilização em sub-base de pavimento.

Os ensaios ambientais indicam que não existe diferença do ponto de vista das análises NBR 10.005/2004 – lixiviação e NBR 10.006/2004 – solubilização para o uso das misturas propostas, sendo que todas as dosagens analisadas foram classificadas como Classe IIA – não inerte. Dessa forma; conclui-se que, estender o uso da escória de aciaria em misturas de solo cimento com dosagem até 20% é uma solução ambientalmente adequada; uma vez que todas as análises indicam identidade de classificação para os três resíduos e que adicionalmente ao fato de, não se sujeitarem à políticas ambientais que restrinjam o uso de cal ou cimento como ligante, para obras de infraestrutura rodoviária.

A escória de aciaria objeto desta pesquisa apresenta viabilidade técnica e ambiental para seu uso como estabilizante em misturas de solo. Porém a metodologia de dosagem deve ser compatibilizada para outros tipos de solo de modo a torná-la adequada.

O concreto com agregados de escória de aciaria apresentou resistência à compressão superior ao concreto convencional em 3% aos 3 dias, 10% aos 7 dias e 20% aos 28 dias.

Os valores de resistência à tração por compressão diametral apresentados pelo concreto com escória de aciaria foram superiores aos valores apresentados pelo concreto convencional em 23% aos 3 dias, 11% aos 7 dias e 6% aos 28 dias.

O valor do módulo de elasticidade medido pelo processo disponível na máquina universal de ensaios para concreto convencional foi 12% inferior ao valor apresentado pelo concreto com escória.

O valor do módulo de elasticidade apresentado pela técnica de medição de deformações por *strain gages* para o concreto convencional foi 7% inferior ao valor apresentado para o concreto com escória de aciaria.

Para o concreto convencional os valores do módulo de elasticidade tangente inicial, obtidos pelas duas técnicas, foram inferiores ao valor teórico previsto e para o concreto com escória de aciaria foram superiores ao valor teórico nas duas técnicas.

O concreto com agregados de escória de aciaria e concreto convencional foram classificadas como resíduo não inerte classe IIA.

## Referências

- [1] DINIZ, D.H. *A influência dos finos de escória de aciaria como estabilizante de solo para uso em pavimento*. Dissertação do Departamento de Engenharia Civil do CEFET-MG, Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.
- [2] POLESE, M. *Estudo da expansibilidade da escória de aciaria LD e EAF*. Dissertação da Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2006.
- [3] STIEF, j.n.p. *análise das deformações, por extensometria, em concreto convencional e concreto com agregados de escória de aciaria*. Dissertação do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.
- [4] FREITAS, A.S. *Contribuição ao estudo do desempenho do concreto produzido com agregado graúdo de escória de ferro-cromo*. Dissertação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.
- [5] STIEF, J.N.P.; MAIA, N.S; PEIXOTO, R.A.F. *Estudo por meio de strain gage do comportamento do concreto convencional e reciclado*. Encontro Nacional do Betão Estrutural, Universidade do Minho, Portugal, 2008.
- [6] ROHDE, L. *Escória de aciaria elétrica em camadas granulares de pavimentos – estudo laboratorial*. Dissertação (Engenharia Civil). UFRS. Porto Alegre - RS. 2002.
- [7] LIMA, D.C.; RÖHM, S. A.; BARBOSA, P. S. A. *Estabilização dos solos III – Mistura Solo-cal para fins Rodoviários*. Viçosa-MG: UFV. 1993, 46p. Publicação 334. 1993.
- [8] PEIXOTO, R.A.F. *Proposal for application of steel slag in the production of cement Portland concrete*. XXXIXst. International Steelmaking Seminar of the ABM, Paraná, 2008.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 6118. *Projetos de estruturas de Concreto Armado*. Rio de Janeiro, 2003.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR NM 67. *Concreto – Determinação de consistência pelo abatimento do tronco de cone*. Rio de Janeiro, 1998.

- [11] SBRIGHI, C.N. *Agregados para concreto. Concreto, Ensino, pesquisa e realizações*, Editora Ibracon, São Paulo, 2005.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 5.738. *Moldagem e cura dos corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 1994.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5.739. *Concreto: Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro. 1994.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 7.182. *Solo: Ensaio de Compactação - Procedimento*. Rio de Janeiro. 1986.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 10.004. *Classificação de Resíduo Sólido*. Rio de Janeiro, 2004.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 10.005. *Lixiviação de Resíduos - procedimento - classificação*. Rio de Janeiro. 2004.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 10.006. *Solubilização de Resíduos – procedimento - classificação*. Rio de Janeiro. 2004.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 9.895. *Solo: Expansão e Índice Suporte Califórnia - Procedimento*. Rio de Janeiro. 1986.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS NBR 7.222. *Argamassa e Concreto: Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro. 1994.

## Utilização do resíduo de exploração e beneficiamento do caulim na produção de metacaulim para a aplicação em concreto.

VARELA. Marcio Luiz<sup>1, a</sup>, SANTOS. Lidja Rosa Silva<sup>1, b</sup>, CÂNDIDO. Bruna M. Diógenes<sup>1, c</sup>, EVILANE. Cássia<sup>1, d</sup>

<sup>1</sup> Instituto Federal do Rio Grande do Norte, IFRN/Campus Natal Central – Depto. Construção Civil, Brasil

<sup>a</sup>marcio.varela@ifrn.edu.br, <sup>b</sup>lidjarss@hotmail.com, <sup>c</sup>brunadcandido@hotmail.com, <sup>d</sup>evilane\_cassia@globo.com

**Palavras-chave:** Metacaulim, Resíduo de caulim, Adição, Substituição, Concreto.

**Resumo.** A gestão de resíduos demanda o desenvolvimento de tecnologias de processamento aplicadas a cada caso. Para os resíduos provenientes da exploração e beneficiamento do caulim, do Rio Grande do Norte, uma aplicação racional é sua utilização na produção de metacaulim reativo, pois o mesmo possui características químicas que indicam um grande potencial pozolânico se tratado termicamente. Esse procedimento teria reflexos econômicos e sociais positivos para as indústrias geradoras de resíduos e para as indústrias da construção civil. Desta forma, o resíduo de caulim foi tratado termicamente a temperatura de 600 °C, com patamar de 2 horas e taxa de aquecimento de 10 °C/min.. Após a calcinação, o resíduo foi caracterizado através da técnica de difração de raios X para a confirmação da existência de metacaulim. Foram produzidos corpos de prova, sendo adicionado e substituído o resíduo calcinado (metacaulim reativo) em 5%, 10% e 20% da massa do cimento. Após a realização de ensaios de compressão, concluiu-se que a adição e substituição de metacaulim reativo no concreto nos percentuais de 10 e 20 % obtiveram os melhores resultados.

### Introdução

A construção civil é considerada um mercado bastante atrativo para a reutilização de materiais descartados durante alguns processamentos industriais. Com base na potencialidade da industrialização do caulim no Brasil e sua enorme geração de resíduos, observa-se a constante necessidade de estudos que permitam um aproveitamento racional desses rejeitos na indústria da construção civil, uma vez que este setor sofre com elevados custos de produção devido as escassez de matéria prima. (CASTRO, 2008)

O termo caulim é utilizado para denominar a rocha que contém a caulinita e também o produto resultante de seu beneficiamento. No passado, o caulim conhecido como china clay, foi descoberto na região montanhosa de Jauchou Fu, na China. O nome caulim deriva da palavra chinesa kauling, que significa cume alto (SILVA, 2007).

Caulim é uma rocha constituída de material argiloso, com baixo teor de ferro e cor branca ou quase branca. Sua estequiometria se aproxima de  $Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$  (SOUSA SANTOS, 1959).

É de conhecimento geral que os caulins apresentam juntamente com seu argilomineral constituinte, alguns minerais acessórios, tais como o quartzo, a mica e os minerais de ferro. Porém, se o tipo de mineral acessório e a proporção do mesmo variar entre uma região e outra da jazida, a matéria prima fornecida ao processo produtivo ao longo do tempo irá apresentar variações em suas características cerâmicas (MELCHIADES, 2002).

Normalmente, os caulins ocorrem associados a diversas impurezas e, geralmente, no seu estado natural, não atendem às especificações de mercado, sendo necessário submetê-los a processos de beneficiamento eficientes, para adequá-lo ao uso industrial (Yoon e Shi, 1986; Prasad, 1991).

No Brasil existem grandes reservas de caulins, sendo 99,0 % de sua oferta concentrada nos estados de Amapá, Pará, São Paulo, Minas Gerais e Rio Grande do Sul. Em 2000, só os Estados do Amapá e do Pará produziram 84,0 % da oferta nacional. Já os estados Bahia, Paraíba e Paraná também aparecem como produtores de caulim beneficiado em pequena escala. Com base no exposto, e na potencialidade da industrialização do caulim no Brasil, observa-se a constante necessidade de estudos que permitam um aproveitamento racional dos resíduos provenientes das indústrias beneficiadoras (LIMA, 2005).

Diante de tais aspectos verifica-se a necessidade de meios alternativos que possibilitem a reciclagem de resíduos, permitindo desta forma a minimização dos descartes e o aproveitamento dos resíduos como insumo de novos produtos, visando à economia de matérias-primas não renováveis, a diminuição da emissão de poluentes, melhoria nas condições de saúde, segurança e moradia da população (CAMPOS, 2007).

Nos Estados da Paraíba e do Rio Grande do Norte existem grandes beneficiadoras nacionais de caulins primários para uso em uma vasta gama de produtos, destacando-se a indústria cerâmica e a de papel (CASTRO, 2008).

Visto que a quantidade de resíduo gerada no processo de beneficiamento do caulim do Rio Grande do Norte é de aproximadamente 7500 toneladas por mês. Isso se dá por que o rendimento do processo de beneficiamento do caulim é cerca de 25 %, ou seja, para cada tonelada de caulim beneficiado são gerados 750 kg de resíduo e apenas 250 kg de caulim comercializável.

Desta forma, a utilização do resíduo da indústria de exploração e beneficiamento do caulim, quando termicamente tratado, em substituição ao metacaulim industrial como aditivo na confecção de concretos estruturais pode ser muito interessante do ponto de vista técnico e econômico tanto para a indústria da construção civil quanto para indústria de exploração e beneficiamento do caulim.

Alguns estudos comprovam que os mecanismos de ação do metacaulim quando usado no cimento Portland, acelera o processo de hidratação do mesmo, além atuar como ponto de nucleação na formação do hidróxido de cálcio e reagir rapidamente com este produto de hidratação. Tendo sua reação pozolânica alcançada no período máximo entre 7 e 14 dias, independente do percentual de incorporação.

O presente trabalho tem como objetivo o estudo da viabilidade da utilização do resíduo de caulim na produção de metacaulim reativo através de tratamento térmico adequado para substituir o metacaulim industrial como aditivo na produção de concreto estrutural.

Para isso, foram feitos corpos de prova com traços de adição e substituição de 5%, 10% e 20% e verificado suas propriedades mecânicas nas idades de 7 e 28 dias de cura úmida, e comparadas ao concreto confeccionado com metacaulim industrial e ao concreto convencional, ou seja, sem nenhum tipo de adição.

## **Materiais e Métodos**

**Cimento Portland.** Nesta pesquisa, foi utilizado o cimento CP II F 32, cujas características fornecidas pelo fabricante constam a seguir (Tabela 1).

Tabela 14 - Especificações do Cimento CP II F 32

Características e Propriedades		Valores	Unidades
Propriedades Químicas	MgO	≤ 6,5	[%]
	SO <sub>3</sub>	≤ 4,0	[%]
	CO <sub>2</sub>	≤ 5,0	[%]
	Perda ao fogo	≤ 6,5	[%]
	Resíduo Insolúvel	≤ 2,5	[%]
Finura	Resíduo # 200	≤ 12,0	[%]
	Resíduo # 325	-	[%]
	Sup. Esp. (Blaine)	≥ 2600	[cm <sup>2</sup> /g]
Tempo de Pega	Início	≥ 1,0	[H]
	Fim	≤ 10,0	[H]
Resistência à Compressão	3 dias	≥ 10,0	[MPa]
	7 dias	≥ 20,0	[MPa]
	28 dias	≥ 32,0	[MPa]

**Agregado miúdo.** O agregado miúdo utilizado possui natureza mineralógica quartzosa. A areia natural foi seca em estufa por 24 horas antes de sua utilização. Sua caracterização encontra-se expressa a seguir (Tabela 2).

Tabela 15 - Caracterização do agregado miúdo

Agregado Miúdo	Classificação	Areia Média
	Massa Específica	2.645,50 [kg/m <sup>3</sup> ]
	Massa Unitária	1.531,65 [kg/m <sup>3</sup> ]
	Módulo de Finura	2,40
	Diâmetro Máximo	2,4 [mm]

**Agregado graúdo.** Os agregados graúdos utilizados na pesquisa foram as britas de 6,3 mm e 19,0 mm, este procedimento visou atingir um melhor empacotamento do conjunto. Antes de serem incorporadas ao concreto, foram lavadas e secas na estufa por 24 horas. Suas especificações encontram-se a seguir (Tabela 3).

Tabela 16 - Caracterização dos agregados graúdos

Brita 6,3 [mm]	Diâmetro máximo	6,3 [mm]
	Massa específica	2.512,57 [kg/m <sup>3</sup> ]
	Massa unitária compactada	1.463,6 [kg/m <sup>3</sup> ]
Brita 19,0 [mm]	Diâmetro máximo	19,0 [mm]
	Massa específica	2.512,57 [kg/m <sup>3</sup> ]

**Metacaulim Industrial.** O Metacaulim Industrial utilizado foi cedido por uma empresa da região de Pernambuco. São apresentadas algumas de suas características cedidas pela empresa produtora (Tabela 4).

Tabela 17 - Especificações do Metacaulim Industrial

Características	Metacaulim
Retenção em peneira ASTM # 200	1 [%]
Finura Blaine	2.400 [m <sup>2</sup> /kg]
Massa específica	2.550 [kg/m <sup>3</sup> ]
Cor	Rosa

**Resíduo da indústria do beneficiamento do caulim.** O resíduo da indústria de exploração e beneficiamento do caulim estudado foi transformado em metacaulim relativo a partir de tratamento térmico. Suas especificações antes e depois do referido tratamento térmico são apresentadas abaixo (Tabela 5), bem como sua análise termogravimétrica (Fig. 1).

Tabela 18 - Especificações do Resíduo de Beneficiamento do Caulim

Características	Determinações	Metacaulim Industrial [%]	Resíduo de Caulim [%]
Análise Química [%]	Óxido de Silício (SiO <sub>2</sub> )	56,378	44,25
	Oxido de Alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	32,877	48,66
	Óxido de Potássio (K <sub>2</sub> O)	9,553	5,24
	Óxido de Ferro III (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	0,804	1,02
	Óxido de Titânio (TiO <sub>2</sub> )	0,074	0,00

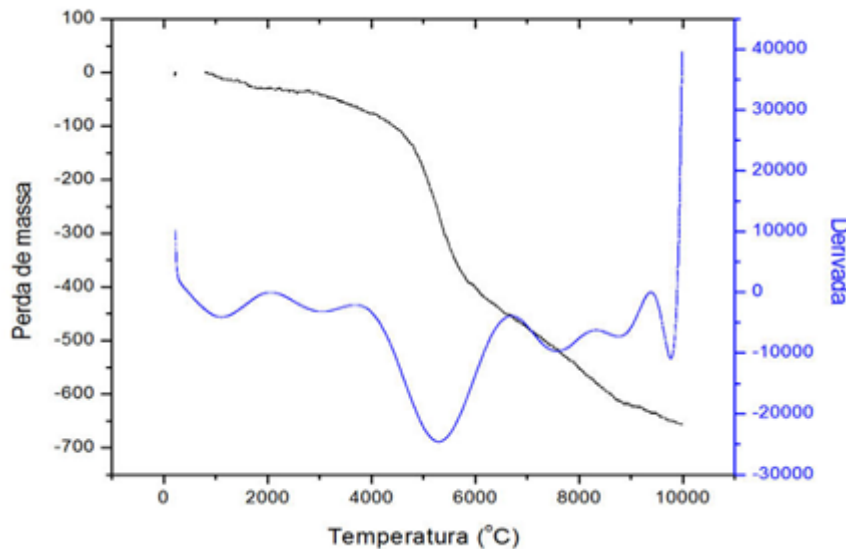


Figura 23 - Análise Termogravimétrica do Resíduo do beneficiamento do caulim

**Metodologia.** Todas as atividades desenvolvidas nesta pesquisa foram desenvolvidas nos laboratórios de Materiais de Construção, localizada na Diretoria Acadêmica de Construção Civil-DIACON no IFRN e no Laboratório de materiais cerâmicos – na UFRN (Natal, Rio Grande do Norte, Brasil). Os materiais utilizados, exceto o resíduo de beneficiamento do caulim, já estavam em condições técnicas de serem utilizados na confecção do concreto.

Para a realização do tratamento térmico do resíduo de caulim foi necessário submeter o mesmo a alguns procedimentos em laboratório. Primeiramente o resíduo de caulim foi passado na peneira de malha #300 para a retirada da fração grosseira constituída de mica, biotita e quartzo, após esta etapa a porção passante foi submetido a moagem em moinhos de bola cerâmica por via úmida por 12 horas contínuas, após a moagem a barbotina resultante foi levada a secagem por 24 horas em estufa a 110 °C. Após a secagem, o resíduo calcinado foi desaglomerado em almofariz e novamente passado na peneira de malha #300, ABNT, sendo utilizado somente a fração passante. Após esta

etapa o resíduo foi submetido às análises por difração de raios X, DRX e fluorescência de raios X, FRX, para verificação de sua composição mineralógica e química, respectivamente. Após essas etapas, o material foi levado ao forno onde foi submetido a tratamento térmico a temperatura de 600 °C com patamar de 2 horas e taxa de aquecimento de 10 °C/m. Após o tratamento térmico o resíduo, foi submetido, novamente, as análises por DRX e FRX para verificação de seu estado amorfo e características semelhantes ao do metacaulim industrial. De posse do metacaulim reativo produzido a partir do resíduo de caulim, partiu-se para o cálculo de dosagem do concreto a ser utilizado, dosado segundo método ABCP/ACI, para uma resistência aos 28 dias de 25 MPa. Foram desenvolvidas, a partir do traço padrão, (Tabelas 6 e 7), doze variações adicionando-se e substituindo-se o metacaulim industrial e metacaulim reativo (resíduo de caulim calcinado) para posterior comparação de suas propriedades mecânicas. Para tanto, foram confeccionados seis corpos de prova cilíndricos (100 mm x 200 mm) de concreto para cada variação, segundo a ABNT NBR 5738:2003 [1]. A desmoldagem foi feita 24 horas após a moldagem e em seguida os corpos de prova foram levados a cura úmida, conforme ABNT NBR 5738:2003 [1], e retirados apenas para o ensaio de resistência a compressão axial com 7 e 28 dias, segundo NBR 5739/2002 [2].

Tabela 6 - Composição dos Traços com adição de Metacaulim industrial e Metacaulim reativo

Composição [%]	Cimento [Kg/m <sup>3</sup> ]	Agregado Miúdo [Kg/m <sup>3</sup> ]	Agregado Graúdo (Brita 6,3mm) [Kg/m <sup>3</sup> ]	Agregado Graúdo (Brita 19,0mm) [Kg/m <sup>3</sup> ]	Adição [Kg/m <sup>3</sup> ]	Aditivo Químico [Kg/m <sup>3</sup> ]	Água [Kg/m <sup>3</sup> ]
Traço Padrão	1	1,32	1,38	1,38	0,00	0,003	0,50
5	1	1,32	1,38	1,38	0,05	0,003	0,50
10	1	1,32	1,38	1,38	0,10	0,003	0,50
20	1	1,32	1,38	1,38	0,20	0,003	0,50

Tabela 7 - Composição dos Traços com substituição de Metacaulim industrial e Metacaulim reativo

Composição [%]	Cimento [Kg/m <sup>3</sup> ]	Agregado Miúdo [Kg/m <sup>3</sup> ]	Agregado Graúdo (Brita 6,3mm) [Kg/m <sup>3</sup> ]	Agregado Graúdo (Brita 19,0mm) [Kg/m <sup>3</sup> ]	Adição [Kg/m <sup>3</sup> ]	Aditivo Químico [Kg/m <sup>3</sup> ]	Água [Kg/m <sup>3</sup> ]
Traço Padrão	1	1,32	1,38	1,38	0,0	0,003	0,50
5	0,95	1,32	1,38	1,38	0,5	0,003	0,50
10	0,9	1,32	1,38	1,38	0,1	0,003	0,50
20	0,8	1,32	1,38	1,38	0,2	0,003	0,50

Aos 7 e 28 dias, os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de compressão axial e tiveram suas resistências verificadas.

Segundo as normas ASTM C-618:1989 e ABNT NBR 12653:1992, para que o material seja considerado pozzolânico é necessário que a soma das porcentagens dos óxidos SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> e Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> seja igual ou superior a 70%. Após análise química por fluorescência de raios X (FRX), concluiu-se que o resíduo do beneficiamento de caulim, após calcinação, apresenta como resultado da soma das porcentagens dos óxidos supracitados um valor de 90,06%, o que sugere alta atividade pozzolânica, (Tabela 8).



Tabela 8 - Fluorescência de Raio - X do resíduo do beneficiamento de caulim

Características	Determinações	Resíduo de Caulim [%]
Análise Química %	Óxido de Silício (SiO <sub>2</sub> )	44,25
	Oxido de Alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	48,66
	Óxido de Potássio (K <sub>2</sub> O)	5,24
	Óxido de Ferro III (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	1,02
	Óxido de Titânio (TiO <sub>2</sub> )	0,00

Com a análise mineralógica por DRX, pode-se concluir que o metacaulim industrial possui estrutura amorfa, ou seja, sua estrutura cristalina foi modificada. Pode-se perceber que no DRX do metacaulim industrial não há picos de caulinita, (Fig. 2). O difratograma do resíduo do beneficiamento de caulim, antes do tratamento térmico, (Fig. 3), apresenta picos de quartzo, caulinita, microclínio e muscovita. O resultado da análise por difração de raios X do resíduo termicamente tratado não apresenta picos de caulinita anteriormente presente, o que segundo a literatura confirma a transformação da fase caulinita em metacaulim a esta temperatura de tratamento, (Fig. 4).

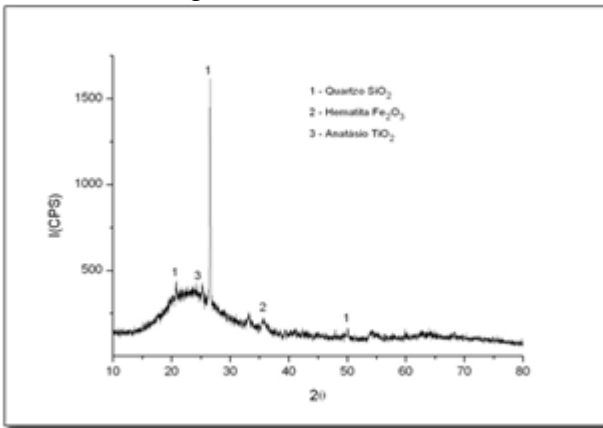


Figura 24 - DRX do Metacaulim Industrial

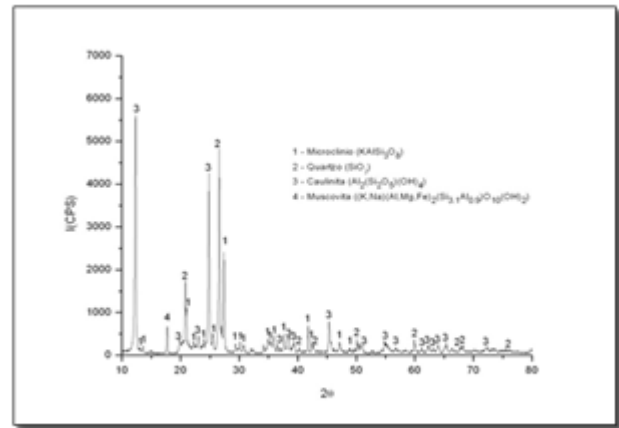


Figura 25 - DRX do Resíduo de caulim antes do tratamento térmico

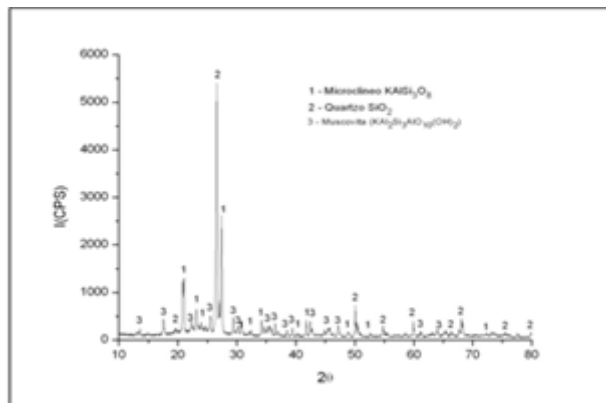


Figura 26 - DRX do Resíduo de caulim calcinado à 600°C

Os resultados obtidos através do ensaio de compressão com os corpos de prova confeccionados com traço padrão, 5%, 10% e 20% de adição de metacaulim industrial, e 5 %, 10 % e 20 % de adição de resíduo do beneficiamento de caulim termicamente tratado encontram-se a seguir, (Tabela 9, Fig. 5).

Tabela 9 - Resultados dos ensaios de compressão axial nos traços com adição de metacaulim industrial (MI) e metacaulim reativo (MR).

TRAÇO		RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO [MPa]	
		7 DIAS	28 DIAS
Traço Padrão [%]		19,80	25,74
MI	5	23,30	30,28
	10	31,77	41,30
	20	39,14	50,88
MR	5	25,02	32,52
	10	26,54	37,29
	20%	33,94	44,12

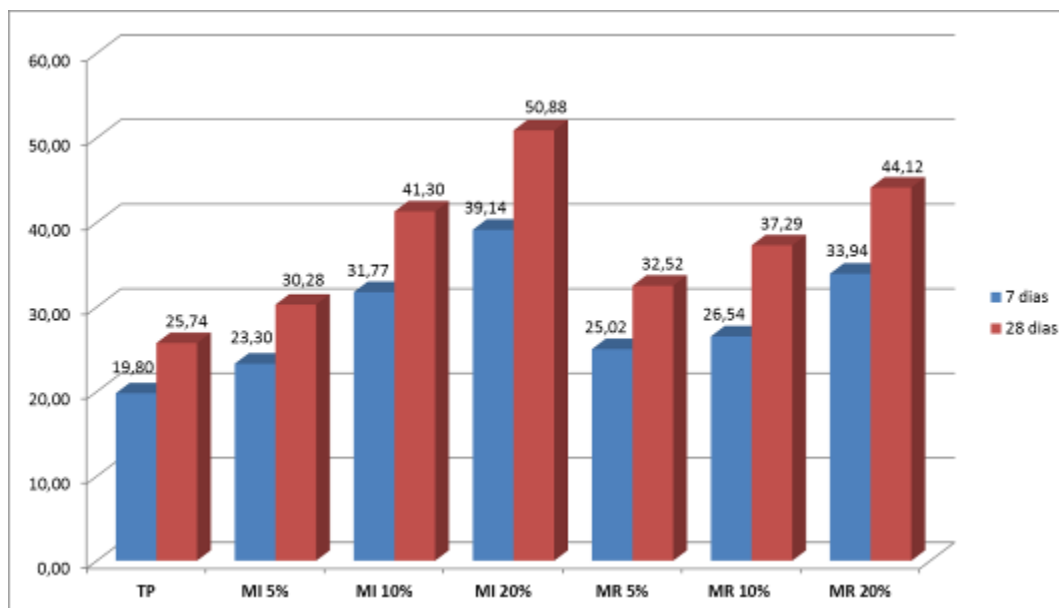


Figura 27 - Gráfico dos resultados de ensaio de compressão axial, nos traços com adição de MI e MR, com as respectivas idades do ensaio.

Já os resultados obtidos através dos ensaios a compressão axial dos traços: padrão, 5 %, 10 % e 20 % de substituição de metacaulim industrial (MI) e metacaulim reativo (MR) no concreto, com rompimento aos 7 e 28 dias, estão apresentados a seguir (Tabela 10, Fig. 6).

Tabela 10 - Resultados dos ensaios de compressão axial nos traços com substituição de metacaulim industrial (MI) e metacaulim reativo (MR).

TRAÇO		RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO [MPa]	
		7 dias	28 dias
Traço Padrão [%]		19,80	25,74
MI	5	20,23	26,39
	10	29,25	38,03
	20	31,92	41,5
MR	5	19,82	25,76
	10	25,47	33,11
	20	27,87	36,23

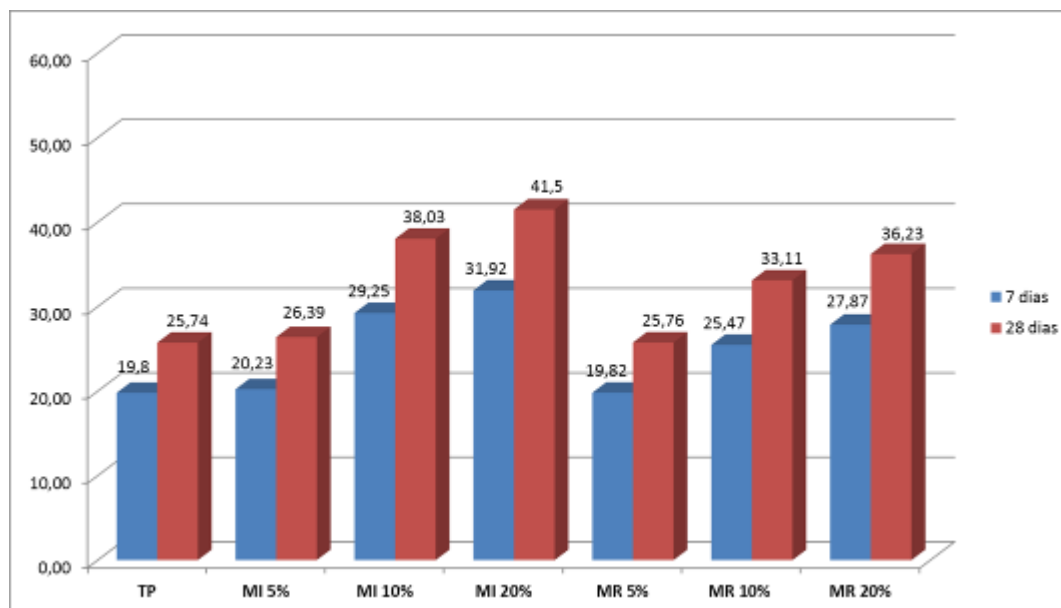


Figura 6 - Gráfico com os resultados de ensaio de compressão axial, nos traços com substituição de MI e MR, com as respectivas idades do ensaio.

A partir dos resultados de resistência verificou-se que tanto os traços com o metacaulim reativo quanto os traços com metacaulim industrial, sendo adição e substituição, atingiram uma elevada resistência em relação ao traço padrão.

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão axial melhoraram à medida que os percentuais de adição e substituição foram aumentados e com a idade em que os ensaios de compressão foram feitos.

## Conclusões

Com base nos resultados apresentados anteriormente pode concluir que:

- nas idades de 7 e 28 dias, indicam que o resíduo de caulim tratado termicamente, contribuiu de maneira favorável para o acréscimo de resistência mecânica do concreto, nos dois modos de confecção dos traços, sendo por adição e/ou por substituição.

- Pode-se observar um acréscimo das resistências mecânicas a compressão à medida que aumentava o teor de adição e de substituição do metacaulim reativo produzido a partir do resíduo de beneficiamento do caulim, o que vem a confirmar o seu potencial pozolânico.

- Os traços com acréscimo e com substituição de 20% de metacaulim reativo foram os que apresentaram os melhores resultados quando comparados ao traço padrão.

- Pode-se observar também que as resistências dos concretos produzidos com o metacaulim reativo foram inferiores aos produzidos com o metacaulim industrial este resultado pode estar associado, ao grau de pureza da matéria prima utilizada na produção do metacaulim industrial, já que o mesmo é livre dos minerais presentes no resíduo de caulim utilizado.

- Desta forma, com base no exposto anteriormente, conclui-se que a utilização do resíduo de beneficiamento do caulim na produção de metacaulim reativo para utilização na confecção de concretos estruturais apresenta-se como uma alternativa promissora, pois contribui para o aumento da resistência à compressão, em média 71% para adição e 40% para substituição, sem comprometer as outras propriedades do concreto.

- Observa-se ainda a sua viabilidade econômica, uma vez que a adoção dessa prática diminui o passivo da empresa geradora e minimiza o impacto ambiental negativo causado pelo descarte deste na natureza, além de diminuir o custo de produção do metacaulim. Como também reduzir o custo e o consumo efetivo com cimento por parte da indústria da construção civil, refletindo diretamente no consumidor final, com obras mais baratas e acessíveis as classes com menor poder aquisitivo.

## Referências

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 5738 – Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova, Rio de Janeiro, 2003.
- [2] \_\_\_\_\_. NBR 5739 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova, Rio de Janeiro, 2002.
- [3] \_\_\_\_\_. NBR 12653 – Materiais pozolânicos, Rio de Janeiro, 1992.
- [4] ASTM C-618:1989 - Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete.
- [5] CASTRO, S. F. INCORPORAÇÃO DE RESÍDUOS DE CAULIM EM SOLO-CIMENTO PARA CONSTRUÇÕES CIVIS. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental – UFCG, Campina Grande- PB, 2008.
- [6] CASTRO, W. A. de M. Incorporação de Resíduos de Caulim em Argamassas para uso na Construção Civil. Dissertação de Mestrado em Ciência e Engenharia de Materiais – UFCG, Campina Grande-PB, 2008.
- [7] LIMA, M. S. Utilização do Resíduo de Caulim para uso em Blocos de Concreto sem Função Estrutural. 2005. 79f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental)- Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, PB, 2005.
- [8] MELCHIADES, F. G.; MACHADO, R.; BOSCHI, A. O. Caracterização de uma Jazida de Caulim de Campo Alegre (SC). Cerâmica Industrial, 7 (6) Novembro/Dezembro, 2002.
- [9] SILVA, E. P., J. NASCIMENTO, W. B.; BARBOSA, N. P.; LEAL A. F., Avaliação de painéis de tijolos prensados de solo-cimento incorporados com resíduos de calçados (EVA). In: Revista Eletrônica de Materiais e Processos, v.3.2 (2008) 44-49. Disponível em: [www.dema.ufcg.edu.br/revista](http://www.dema.ufcg.edu.br/revista). Acesso em: agosto/2010.
- [10] SOUSA, A. A. P; OLIVEIRA, D. F; FARIAS, G. G; SOUSA, M. F. N e JORDÃO, M. T. SINAL VERDE – Gestão Ambiental: a experiência do CEGAMI, EDUEP. Campina Grande/PB. 2007.
- [11] YOON, R e SHI, J. (1986). Processing of kaolin clay. Advance in Mineral Processing, Proceedings of the Arbiter Symposium, ed. AIME, New York.
- [12] PRASAD, M. S.; REID, K. J. e MURRAY, H. H. (1991). Kaolin: processing, properties and application. Applied Clay Science, Amsterdam, v.6, p.87-119, Elsevier.
- [13] MOTTA, J. F. M.; ZANARDO, A.; C. JÚNIOR, M.; TANNOA, L. C.; CUCHIERATO, G. As Matérias-Primas Plásticas para a Cerâmica Tradicional: Argilas e Caulins. Cerâmica Industrial, 9 (2) Março/Abril, 2004.
- [14] FLÔR, R. dos S. Utilização do Silicato de Sódio no Processo de Beneficiamento do Caulim. Cerâmica Industrial, 9 (4) Julho/Agosto, 2004.
- [15] SOUSA SANTOS, H. L.; SANTOS, P. S. Estudos sobre a composição mineralógica de caulins primários e secundários do Brasil. Cerâmica , v. 15, n. 57/58, p.21-44, 1959.



## Mitigação da retração autógena usando dois tipos de polímeros superabsorventes (SAP)

SILVA E. F.<sup>1,a</sup>, LOPES A. N. M.<sup>2,b</sup>, TOLÊDO FILHO R. D.<sup>3,c</sup>, CASTRO A.<sup>4,d</sup>

<sup>1</sup> Professora doutora, Programa de Pós Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília, Brasil

<sup>2</sup> DSc., FURNAS Centrais Elétricas S.A., Goiânia, Brasil

<sup>3</sup> Professor doutor, Laboratório de Estruturas, COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil

<sup>4</sup> DSc., FURNAS Centrais Elétricas S.A., Goiânia, Brasil

aeugenia@unb.br, banne@furnas.com.br, ctoledo@coc.ufrj.br, dalexcasp@furnas.com.br

**Palavras-chave:** Retração autógena, Polímero super absorvente, Concreto, Tempo zero

**Resumo.** Um método moderno, proposto mais recentemente para mitigar a retração autógena de materiais cimentícios é o uso de polímeros superabsorventes (SAP- super absorbent polymer). Durante a mistura, as partículas de SAP absorvem uma grande quantidade de água para formar macro inclusões contendo água livre. Esta água livre proporciona cura interna da pasta de cimento, evita a autodessecação e reduz retração autógena. Comparações com outras estratégias mitigadoras de retração autógena sugerem que a adição de SAP proporciona melhor resultado, alcançando, em alguns casos, mesmo a eliminação do fenômeno. Esta pesquisa trata do estudo da determinação experimental da retração autógena livre e uni-direcional, de microconcretos de alta resistência contendo dois tipos diferentes de SAP, comparados à mistura de referência. A retração autógena foi determinada desde o tempo zero (transição suspensão-sólido, usando equipamento de ultrassom) até a idade de 28 dias. A metodologia usada no estudo foi proposta pelo comitê científico TC 225-SAP, da RILEM, para realização de ensaios interlaboratoriais. O SAP é promissor como estratégia mitigadora da retração autógena de materiais cimentícios, pois a reduz substancialmente com ligeiro prejuízo nas propriedades mecânicas (máx 10% no teor estudado).

### Introdução

Várias estratégias para a mitigação da retração autógena vêm sendo estudadas. Dentre elas encontram-se: a adição de aditivo redutor de retração (inicialmente usado para controlar a retração por secagem); controle da distribuição do tamanho das partículas de cimento; modificação mineralógica da composição do cimento; adição de agregados leves saturados e, mais recentemente, o uso de polímeros superabsorventes. Um dos métodos mais efetivos para a prevenção da retração autógena no concreto nas primeiras idades é a cura interna. Nesse método, partículas retentoras de água são usadas como reservatórios internos que fornecem água para a pasta de cimento ao seu redor. Partículas retentoras de água como agregados leves e polímeros super absorventes são considerados materiais promissores para agirem como fontes internas de água. A cura interna consiste no processo que prevê a introdução de um agente de cura no concreto [2]. Esse agente irá prover água ao sistema para suprir a que está sendo consumida pela hidratação das partículas de cimento. Esta água de cura interna é naturalmente levada dos poros, relativamente largos do agente de cura saturado, para os poros menores da pasta de cimento. Para um bom desempenho, o agente de cura interna tem que possuir alta capacidade de absorção de água e elevada taxa de liberação dessa água [3].

O método da cura interna utilizando SAP foi primeiramente apresentado, em 2001, por Jensen e Hansen [3]. Polímeros super absorventes são materiais poliméricos capazes de absorver uma alta capacidade de líquido do meio e retê-lo em sua estrutura sem dissolver. Durante a mistura do concreto, partículas de SAP absorvem uma grande quantidade de água e formam macro-inclusões contendo água livre. Esta água livre é consumida durante a hidratação do cimento, promovendo a cura interna.

As partículas de SAP são um pó branco, parecido com cristais de sal, com tamanho entre 100 e 800  $\mu\text{m}$ , de densidade  $750 \text{ kg/m}^3$  e com absorção de água, após 300 segundos, em torno de  $130 \text{ g/g}$  [4] podendo, em casos extremos, ter uma absorção de água de 5000 vezes seu próprio peso [5].

A vantagem do uso desse polímero é ele poder ser inicialmente projetado para propósitos especiais de cura interna, escolhendo-se, entre outras propriedades, o tamanho e o formato das partículas e a capacidade de absorção de água [6]. Esses polímeros pertencem ao grupo dos chamados “materiais inteligentes” – materiais que, de uma maneira controlada, mudam expressivamente suas propriedades devido a estímulos externos [5]. Devido ao pequeno tamanho das partículas, a sua alta absorção de água e uma boa distribuição no volume, o SAP pode ser muito eficiente na cura interna do concreto de alta resistência [6], reduzindo a autodessecação e, por conseguinte, a retração autógena.

### Materiais constituintes e Fabricação dos microconcretos

A composição do microconcreto de alta resistência, sem a adição de polímero super absorvente (mistura de referência) usada nos ensaios é apresentada na Tabela 1. As propriedades físicas e mecânicas do cimento CPV são apresentadas na Tabela 2. As análises químicas do cimento e da sílica ativa estão nas Tabelas 3 e 4. A distribuição granulométrica da areia é mostrada na Figura 1.

Tabela1: Composição do microconcreto de referência [7].

Componentes	Massa ( $\text{kg/m}^3$ )	Volume ( $\text{l/m}^3$ )
Cimento CP V ARI	700	222,9
Sílica ativa (comercialmente disponível em pó seco)	70	30
Areia natural de rio (MF 2,53 e $D_{\text{máx}} = 4,8\text{mm}$ )	1218,0	459,6
Aditivo superplastificante (base policarboxilato)	12,6	11,5
Água (relação água/cimento = 0,3)	210	210
Ar		20

Tabela 2 Propriedades físicas e mecânicas do cimento CPV.

Ensaio	Unidade	Resultados	Limites NBR 5733	Referência normativa	
Finura da peneira 0,075 mm	(%)	0,1	$\leq 6,0$	NBR 11579:2012	
Área específica	$\text{m}^2/\text{kg}$	480	$\geq 300$	NBR NM 76:1998	
Água da pasta normal	(%)	29,5		NBR NM 43:2003	
Tempo de início de pega	h	02:25	$\geq 1$	NBR NM 65:2003	
Tempo de fim de pega	h	03:25		NBR NM 65:2003	
Expansibilidade a quente	mm	0,9	$\leq 5$	NRR 11582:2012	
Massa específica	$\text{g/cm}^3$	3,1		NBR NM 23:2001	
Resistência à compressão	1 dia	MPa	28,5	$\geq 14,0$	NBR 7215:1997
	3 dias	MPa	43,3	$\geq 24,0$	
	7 dias	MPa	48	$\geq 34,0$	
	28 dias	MPa	56,5	-	

Tabela 3: Análise química do cimento CP V.

Composição química	Teores (%)	Limites NBR 5733	Referência normativa
Dióxido de silício – SiO <sub>2</sub>	19,32	-	NBR 5742:2004
Óxido de cálcio- CaO	64,85	-	NBR 5742:2004
Óxido de ferro – Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,02	-	NBR 5742:2004
Óxido de alumínio – Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,91	-	NBR 5742:2004
Trióxido de enxofre – SO <sub>3</sub>	2,75	≤ 3,5	NBR 5745:2004
Óxido de magnésio – MgO	0,69	≤ 6,5	NBR 5742:2004
Anidrido carbônico –CO <sub>2</sub>	1,33	≤ 3,0	NBR 11583:1991
Óxido de potássio – K <sub>2</sub> O	0,75	0,75	NBR 5747:2004
Óxido de cálcio livre	1,85	≤ 3,0	NBR 5748:2004
Perda ao fogo	2,99	≤ 4,5	NBR 5743:2004
Resíduo insolúvel	0,28	≤ 1	NBR 5744:2004

Tabela 4: Análise química da sílica ativa.

Composição química	Teores (%)	Limites NBR 5733	Referência normativa
Dióxido de silício - SiO <sub>2</sub>	95,8	Mín 85,0	NBR 5742:2004
Perda ao fogo	1,3	Máx 4,0	NBR 5743:2004
Teor de umidade	0,35	Máx 1,0	
Teor de carbono	0,58	Máx 2,5	

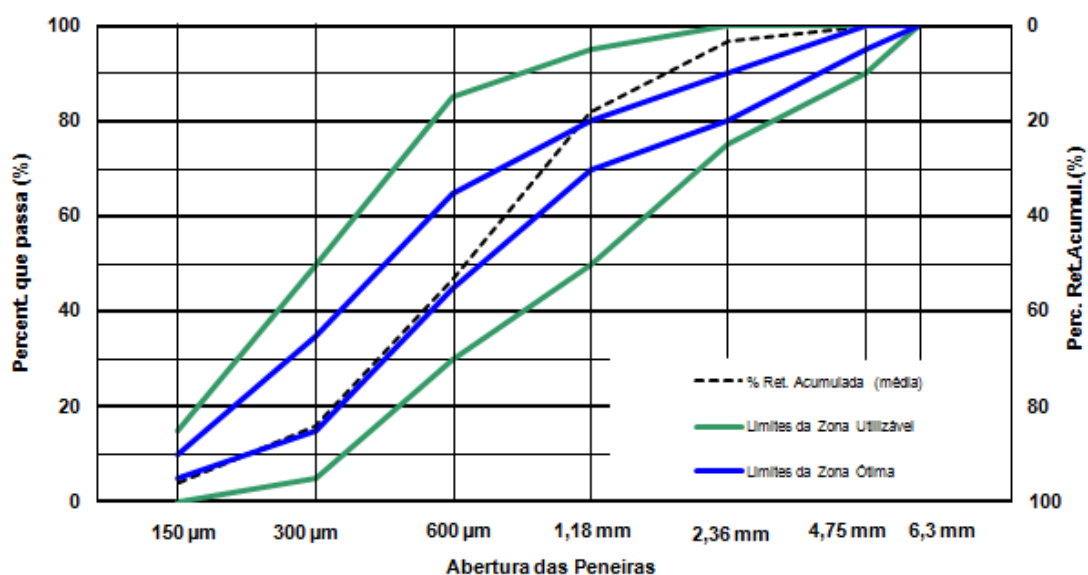


Figura 1 – Composição granulométrica da areia natural de rio.

Dois tipos de SAP foram escolhidos pelo Comitê Técnico da RILEM TC 225-SAP para os ensaios interlaboratoriais, após uma seleção criteriosa baseada em ensaios experimentais realizados na Universidade técnica de Dresden [8]. Ambos os polímeros SAP são constituídos potencialmente de uma acrilamida, ácido acrílico como monômero principal e contem a mesma quantidade, relativamente elevada, de grupos aniônicos. O SAP 1 apresentar maior densidade de ligações cruzadas e é produzido usando a técnica de polimerização. O material é triturado durante a última fase de produção, o que resulta em partículas de forma irregular. O SAP 2 tem partículas esféricas produzidas usando a técnica de polimerização por suspensão inversa [7]. Os dois tipos de SAP utilizados nessa pesquisa bem como a distribuição de tamanho de partículas das amostras de SAP, no estado seco, é mostrada na Figura 2.

Na Tabela 4 é mostrado o tempo de mistura e a sequência de colocação dos materiais do traço de referência.



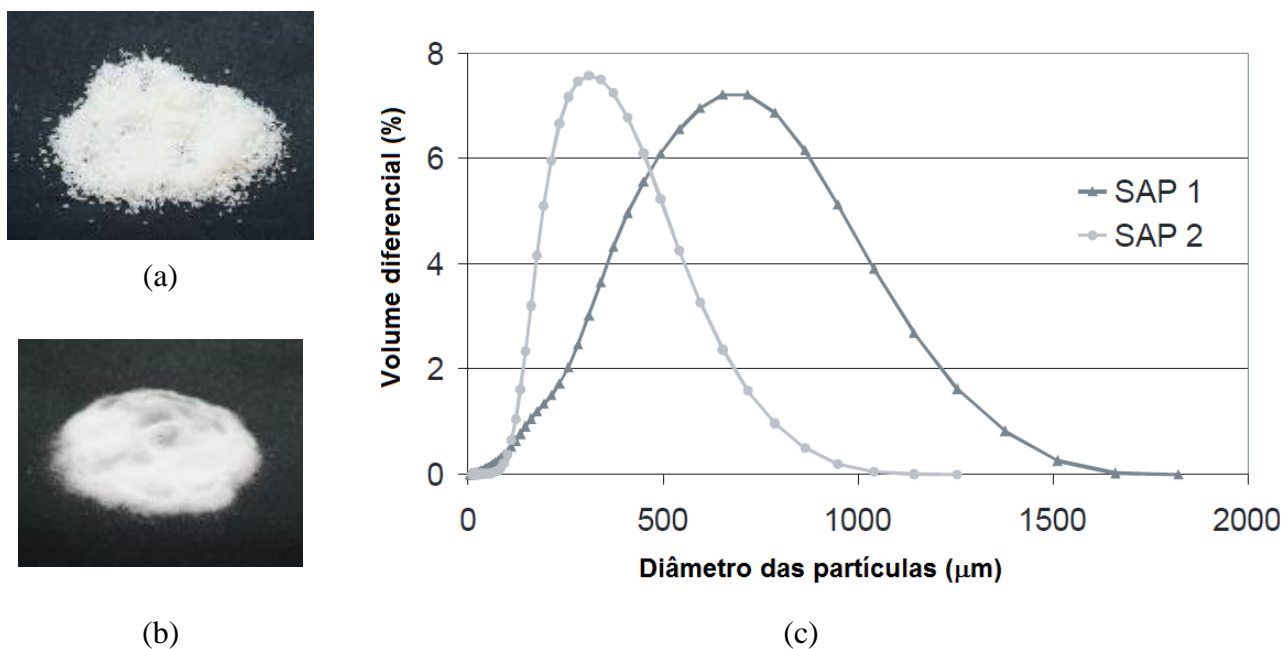


Figura 2 – Amostras de SAP no estado seco: (a) SAP 1; (b) SAP 2 e (c) Distribuição de tamanho das partículas [7].

Tabela 4: Roteiro para mistura do concreto [7].

Tempo (min)	Ação	Duração de cada etapa (min)
-04:00 – 00:00	Homogeneização dos componentes secos (incluindo SAP)	4
00:00 – 01:00	Adição de água, incluindo o superplastificante pré - dissolvido	1
01:00 – 02:00	Mistura, intensidade 1 (170 rpm)	1
02:00 – 04:00	Mistura, intensidade 2 (198 rpm)	2
04:00 – 05:00	Raspagem dos aglomerantes presos as paredes do misturador	1
05:00 – 08:00	Mistura, intensidade 3 (361 rpm)	3

Além do microconcreto de alta resistência de referência (sem adição de SAP), foram fabricadas outras duas misturas, ambas com o mesmo teor de SAP (0,3% em relação à massa de cimento), porém, contendo diferentes quantidades de água para cura interna.

A água para cura interna foi adicionada devido à absorção de água pelo polímero de modo a manter a mesma consistência do traço de referência. Para o SAP 1, a quantidade de água adicionada para cura interna foi de 21 kg/m<sup>3</sup> e, de 28 kg/m<sup>3</sup>, para o SAP 2. Esta quantidade de água adicional é absorvida pelo SAP e depois fornecida para o processo de hidratação, na qualidade de água para cura interna. Os montantes foram sugeridos pelo comitê técnico da RILEM TC 225-SAP, com base em investigações anteriores realizadas na universidade técnica de Dresden. Dependendo da estrutura química do SAP e da capacidade iônica da água de amassamento, o SAP apresenta grau de absorção específico, bem como diferentes cinéticas de absorção e dessorção [8]. Com a adição de água para cura interna, a relação a/c subiu de 0,3 (Ref) para 0,33 (no traço com SAP 1) e 0,34 (no traço SAP 2).

A proporção dos demais materiais permaneceu a mesma do traço de referência, inclusive a dosagem de superplastificante.

Devido ao ligeiro aumento na quantidade de água, houve leve redução nas quantidades de constituintes sólidos, em comparação com a mistura de referência, que não foram explicitados.

## Metodologia dos ensaios

No estado fresco foram previstos ensaios de índice de consistência pelo método de espalhamento, índice de consistência pelo método de penetração do cone, densidade de massa e tempo zero (transição suspensão-sólido).

**Índice de consistência (Espalhamento).** O ensaio do índice de consistência foi determinado pelo método cone de HÄGERMANN, realizado de acordo com a DIN EN 1015-3:2007-05 modificada (sem os golpes na mesa, em virtude das misturas serem muito fluidas). A composição dos microconcretos e o procedimento de mistura foram estabelecidos para se obter espalhamento de  $19 \pm 1$  mm. O tronco de cone foi moldado em duas camadas, com quinze golpes em cada camada (Figura 3).

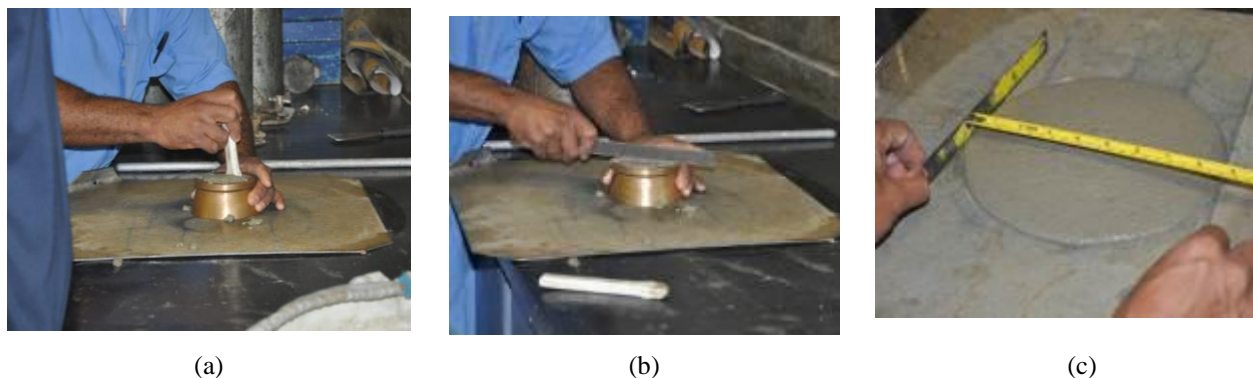


Figura 3 – Ensaio de índice de consistência: (a) moldagem, (b) rasamento da superfície do cone e (c) medida do espalhamento.

**Índice de consistência pelo método de penetração de cone.** O ensaio de penetração do cone foi realizado de acordo com a ASTM C780 (1996), que consiste em preencher um recipiente cilíndrico, com diâmetro interno de  $76 + 1,6$  mm e profundidade de aproximadamente 88,1 mm, em 3 camadas, aplicando-se 20 golpes em cada uma, com uma espátula. Após o rasamento da superfície da amostra, a parte inferior do cone é posicionada rente à superfície da amostra. Em seguida, o cone é liberado em queda livre. O índice de penetração é a medida da profundidade de penetração do cone (em mm), após 10 segundos.

**Densidade de massa no estado fresco.** A determinação da densidade foi realizada de acordo com a NBR 13278:2005, enchendo-se um recipiente de volume conhecido e determinando-se a massa do microconcreto necessária para o preenchimento. A densidade é calculada como a razão entre a massa e o volume.

**Tempo zero (transição suspensão-sólido).** O ensaio para a determinação do tempo zero foi realizado de acordo com a metodologia proposta por [9], baseada nas normas ABNT NBR NM 58:1996 e ABNT NBR 8802:1992. O ensaio consiste na determinação do tempo de propagação de uma onda, emitida por um aparelho de ultrassom, que passa pelo corpo-de-prova através de transdutores-receptores acoplados nas extremidades do molde. Tendo-se o tempo que a onda propaga pelo corpo-de-prova obtém a velocidade de propagação dividindo o comprimento do corpo-de-prova pelo tempo de propagação da onda (Figura 4). Utilizou-se aparelho comercial de ultrassom, com ondas de compressão e dois transdutores de 54 kHz de frequência.

**Retração autógena.** A metodologia usada para determinação das variações de comprimento foi a preconizada por [10] modificado por [11], usando-se três prismas com dimensões de 75mm x 75mm x 285mm, para cada microconcreto. As formas foram revestidas internamente com lençol de borracha, com 1 mm de espessura, para diminuir o atrito entre o concreto e o molde e para permitir sua livre movimentação.

A retração autógena livre foi determinada em uma direção (variação de comprimento), numa sala com temperatura entre  $21^{\circ}\text{C} + 2^{\circ}\text{C}$ . As leituras das deformações nos extensômetros foram realizadas desde a transição suspensão-sólido (tempo zero) até a idade de 28 dias.

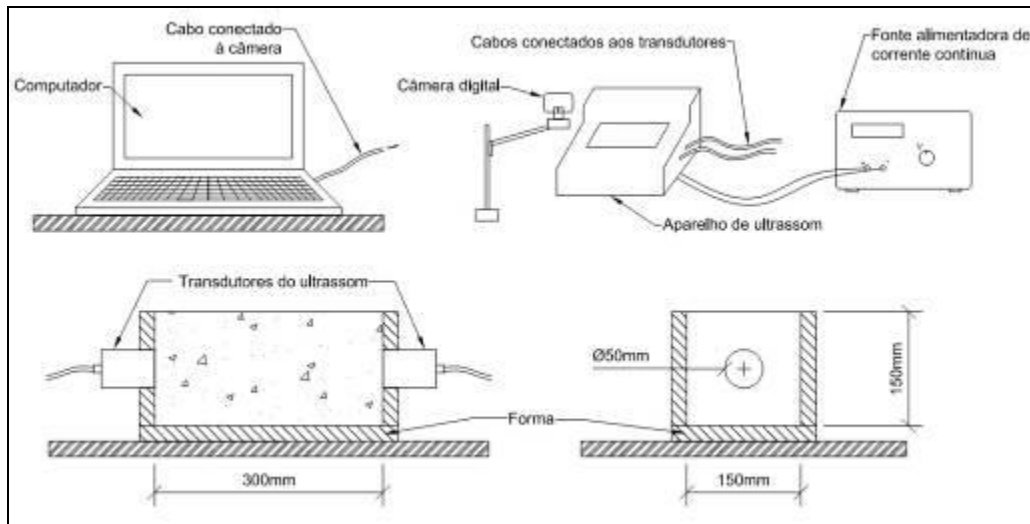


Figura 4: Desenho esquemático da metodologia utilizada para a determinação do tempo zero [9].

O microconcreto fresco foi lançado dentro do molde em duas camadas e adensado numa mesa vibratória. Após o término da moldagem e rasamento da superfície do microconcreto, as fôrmas foram envolvidas, externamente, com várias camadas de filme plástico e fita adesiva impermeável, para proteger da troca de umidade com o meio exterior. Os moldes foram então pesados e levados para sala com controle de temperatura e umidade e posicionados na bancada. Os relógios comparadores foram acoplados às formas (para leitura dos deslocamentos) no tempo zero, determinado previamente pela técnica do pulso ultrassônico. Findo o ensaio, aos 28 dias, os moldes com corpo-de-prova foram pesados novamente para avaliar a perda de massa de água.

A aquisição de dados foi feita em intervalos de tempo regulares, graças à captura de imagens, usando-se câmeras digitais conectadas a um computador e utilizando o software gratuito Yawcam®. O software permite capturar imagens automaticamente com intervalos de tempo desejado e opção de registro da data e hora do foto. As leituras foram registradas a cada 15 minutos e as fotos armazenadas na memória do computador (Figura 5).

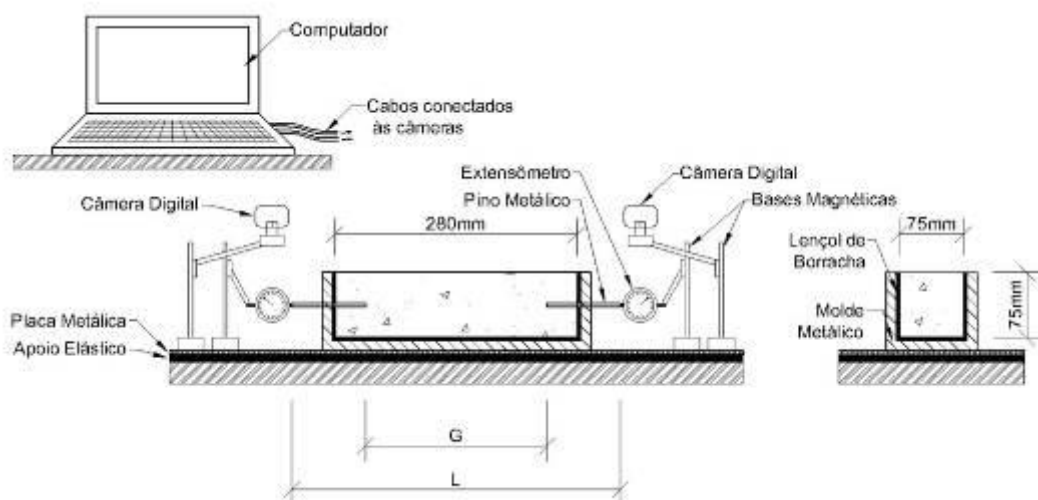


Figura 5 – Desenho esquemático da metodologia para a determinação da retração autógena livre [11].

O cálculo da deformação autógena foi feito de acordo com a equação 1.

$$\epsilon_{\text{autógena}} = \frac{(L_{ia} - L_{0A}) + (L_{ib} - L_{0B})}{G} \times 10^{-6} \quad (1)$$

Onde,

$\epsilon_{\text{autógena}}$  = deformação unidirecional com corpo-de-prova selado.

$L_{0a}$ ,  $L_{0b}$  = leituras iniciais nos extensômetros horizontais, no tempo-zero

$L_{ia}$ ,  $L_{ib}$  = leituras nos extensômetros horizontais, no tempo  $i$

$G$  = Comprimento de referência para cálculo da deformação autógena livre, determinado com auxílio de um paquímetro digital.

É sabido que existe também a retração de origem térmica, porém ela foi desprezada em virtude das dimensões reduzidas dos corpos de prova. Além disso, a primeira autora [12] trabalhando com prisma de mesmas dimensões desta pesquisa, determinou experimentalmente a retração térmica em concretos com relação água/cimento 0,3 e obteve valor máximo de  $40 \times 10^{-6}$ , considerado desprezível.

**Propriedades mecânicas.** As propriedades mecânicas para caracterização do microconcreto no estado endurecido foram determinadas aos 7 e 28 dias pelos ensaios de resistência à tração na flexão, em prismas de 4 cm x 4 cm x 16cm (ABNT NBR 13279:2005) e pelo ensaio de resistência à compressão em cubos, de 4 cm de lado (ABNT NBR 13279:2005).

Foram moldados seis corpos de prova prismáticos para resistência à tração na flexão para cada mistura, por idade. Para o ensaio de resistência à compressão dos cubos foram utilizadas as duas metades dos prismas rompidos à flexão, totalizando doze cubos por traço, em cada idade.

Em todos os ensaios, os corpos de prova foram envoltos por camadas de filme plástico, desmoldados após dois dias e novamente cobertos por filme até a data da ruptura. Tal procedimento foi o preconizado pelo comitê da RILEM como procedimento de cura.

## Resultados e Discussão

**Propriedades no estado fresco.** Os resultados dos ensaios realizados no estado fresco estão apresentados na Tabela 5. Todos os microconcretos apresentaram espalhamento dentro do intervalo estabelecido ( $190 \pm 10$  mm). Embora não tenha sido solicitado pelo comitê da RILEM, realizou-se também o ensaio de índice de consistência pela penetração do cone (ASTM C780, 1996), e os resultados situaram-se muito próximos entre si, mostrando coerência com o obtido no ensaio de índice de consistência pelo espalhamento.

Tabela 5: Resultados dos ensaios realizados nas misturas no estado fresco.

Mistura	Espalhamento (mm)	Penetração de cone (cm)	Densidade (kg/dm <sup>3</sup> )	Tempo zero (h)
Ref	185	56,5	1825	4:45
SAP 1	200	56,5	1837	5:30
SAP 2	180	54,0	1824	5:15

Quanto ao ensaio de densidade, as misturas apresentaram valores bem próximos, revelando que o SAP, no teor de 0,3%, não causou influência nessa propriedade. SILVA et al. (2013) [13] trabalhando com mesmos microconcretos, variando apenas a marca do superplastificante, também encontraram valores semelhantes para a densidade, da ordem de 1830 kg/m<sup>3</sup>.

Os resultados de tempo zero, usando a técnica do ultrassom mostraram que a adição do SAP retardou a transição suspensão-sólido, em relação à mistura de referência, de 45 min (SAP 1) e 30 min (SAP 2). Este resultado é devido provavelmente ao aumento da dispersão das partículas floculadas de cimento e a uma melhora da lubrificação da pasta, que juntamente com a maior quantidade de água para cura interna parece provocar o afastamento das partículas de cimento umas das outras. SILVA et al. (2013) trabalhando com mesmos microconcretos, também obtiveram retardamento na velocidade de hidratação, aumentando o tempo zero da ordem de 1h10, entretanto foi utilizado um tipo outro superplastificante [14].

**Retração autógena.** A variação de massa de água dos corpos-de-prova, em relação à massa total, foi de no máximo 0,5 %, em todos os microconcretos, até 28 dias de idade. Portanto, pode-se dizer que a selagem dos corpos-de-prova foi eficiente, sem perda de água considerável para o meio externo, de modo que a retração determinada deveu-se a um fenômeno eminentemente autógeno.

Os resultados de retração autógena para os microconcretos estudadas são apresentados na Figura 6. Para cada mistura a curva representa a média de três corpos-de-prova, provenientes de uma mesma amassada.

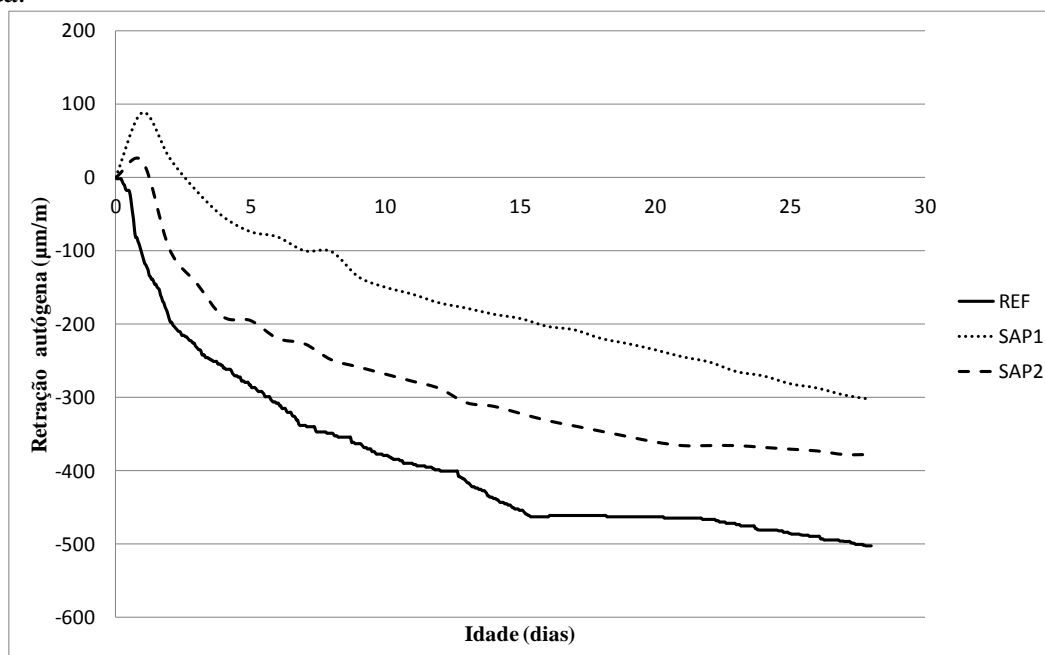


Figura 6: Resultados médios de retração autógena ( $\mu\text{m}/\text{mm}$ ) x idade (dias) para as misturas estudadas.

Os resultados de retração, aos 28 dias, foram  $502 \mu\text{m}$ ,  $302 \mu\text{m}$  e  $378 \mu\text{m}$ , respectivamente, para as misturas Ref, SAP 1 e SAP 2. A adição do SAP ao sistema proporcionou uma redução considerável na retração autógena. A cinética das curvas com SAP é bem mais suave quando comparada à da curva de referência.

Entretanto, a mistura contendo SAP 1 apresentou melhor desempenho. O SAP 1 não somente reduziu substancialmente a magnitude da retração autógena, em relação à mistura de referência como também retardou o seu aparecimento. Na mistura contendo SAP1, houve uma expansão inicial média de até  $89 \mu\text{m}/\text{m}$ , com um dia de idade, enquanto a mistura com SAP 2 apresentou expansão de até  $22 \mu\text{m}/\text{m}$ , na mesma idade. A magnitude dessa expansão está de acordo com a obtida por [13] e [15]. Uma possível explicação para o aparecimento de expansão inicial seria a grande absorção inicial de água pelas partículas do polímero. As tensões induzidas de compressão, geradas devido à expansão dos polímeros superabsorventes, são benéficas, pois retardam o aparecimento de retração. Além disso, a magnitude dessas tensões de compressão é pequena, muito provavelmente suportada pelos microncretos de alta resistência estudados (ver resistência à compressão no itens 4.3). Na mistura com SAP 1, a expansão inicial somente foi neutralizada com 3 dias após a transição suspensão-sólido, enquanto no SAP 2 aconteceu com um dia de idade.

Os resultados médios de deformação autógena, em diversas idades, são apresentados na Tabela 6, bem como a porcentagem de redução, em relação ao traço de referência.

Tabela 6: Resultados médios de retração autógena ( $\mu\text{m}/\text{m}$ ) das misturas em diversas idades e porcentagem de redução em relação ao traço de referência.

Idade(dias)	Ref	SAP 1	SAP 1	SAP 2	SAP 2
			% Redução		% Redução
1	-107	89	(expansão)	22	(expansão)
2	-194	27	68 %	-97	39 %
3	-231	-18	54 %	-144	28 %
7	-338	-100	44 %	-226	27 %
14	-438	-186	37 %	-312	24 %
28	-502	-302	22 %	-378	20 %

Observa-se que a adição de SAP é uma solução promissora para mitigar a retração autógena de concreto. O SAP 1 apresentou melhor eficácia que o SAP 2. Aos 2 dias de idade o SAP 1 reduziu a retração autógena em 68%, em relação ao traço de referência, enquanto o SAP 2 reduziu 39%. O comportamento superior do SAP 1 em mitigar a retração autógena é mantido nas demais idades quando comparado com o desempenho do SAP 2, mostrando que diferentes SAP apresentam distintos comportamentos e deve-se estudar qual o teor mais adequado a ser adicionado para melhor desempenho.

Observa-se que a porcentagem de redução na retração autógena, devido a presença do SAP, diminui à medida que a hidratação avança. É razoável que a eficiência do SAP decresça com o tempo, uma vez que as moléculas de água absorvidas pelo SAP vão sendo liberadas para o sistema com o progresso da hidratação. Entretanto, a eficácia de redução é maior justamente nas primeiras idades, quando o concreto apresenta menor resistência aos esforços de tração.

**Propriedades mecânicas.** Os resultados médios de tração na flexão e de resistência à compressão, aos 7 e 28 dias, são apresentados na Tabela 7 e Figura 7.

Tabela 7: Resultados médios de resistência à tração na flexão e de resistência à compressão para as 3 misturas estudadas.

TRAÇO	Resistencia à flexão (MPa)		Resistencia à compressão (MPa)	
	7 dias	28 dias	7 dias	28 dias
REFERÊNCIA	10,49 (± 5,4%)	11,53 (± 5,7%)	87,4 (± 2,9%)	102,7 (± 3,7%)
SAP 1	9,51 (± 6,7%)	10,37 (± 7,6%)	81,2 (± 3,65%)	95,5 (± 2,8%)
SAP 2	9,76 (± 6,9%)	10,84 (± 4,8%)	82,1 (± 3,0%)	98,5 (± 3,8%)

A adição de SAP e de água extra resultaram numa redução nas propriedades mecânicas de resistência à flexão e de resistência à compressão. O efeito na resistência à flexão foi mais pronunciado, apresentando redução de até 10% em relação à mistura de referência. A mistura contendo SAP 2 apresentou menor perda na resistência à flexão (6%). A redução na resistência à tração na flexão pode ser atribuída ao maior volume de poros presentes nas misturas contendo SAP [7]. Embora o SAP absorva a água de cura interna, ao perdê-la para o meio à medida que a hidratação avança, a partícula reduz de tamanho e deixa vazio de ar que age como um ponto fraco na microestrutura do concreto. Deve ser considerado também que ambos os SAPs utilizados nessa pesquisa apresentavam partículas relativamente grandes, deixando vazios internos consideráveis.

Outro aspecto que pode influenciar o comportamento mecânico é a forma das partículas. SAP 1 tem partículas irregulares enquanto as partículas de SAP 2 são esféricas. Poros de formato irregular podem causar maiores concentrações de tensões que, associado ao fato de apresentarem dimensão maior, pode justificar o maior impacto do SAP 1 nas propriedades mecânicas do concreto em relação ao SAP 2 [7].

A magnitude da resistência à compressão dos microconcretos, aos 28 dias, foi de 102,7 MPa, 95,5 MPa e 98,5 MPa respectivamente, para as misturas Referência, SAP 1 e SAP 2, considerados microconcretos de alta resistência. A redução máxima devido à adição do polímero foi de até 7%, em relação à mistura de referência, devido aos motivos mencionados anteriormente, diminuição considerada desprezível face à grande redução na retração autógena advinda com o uso do SAP.

Mesmo com as reduções da ordem de 10% na resistência à tração, as misturas contendo SAP constituem uma solução bastante promissora face ao grande benefício como solução mitigadora da retração autógena em microconcretos de alta resistência.

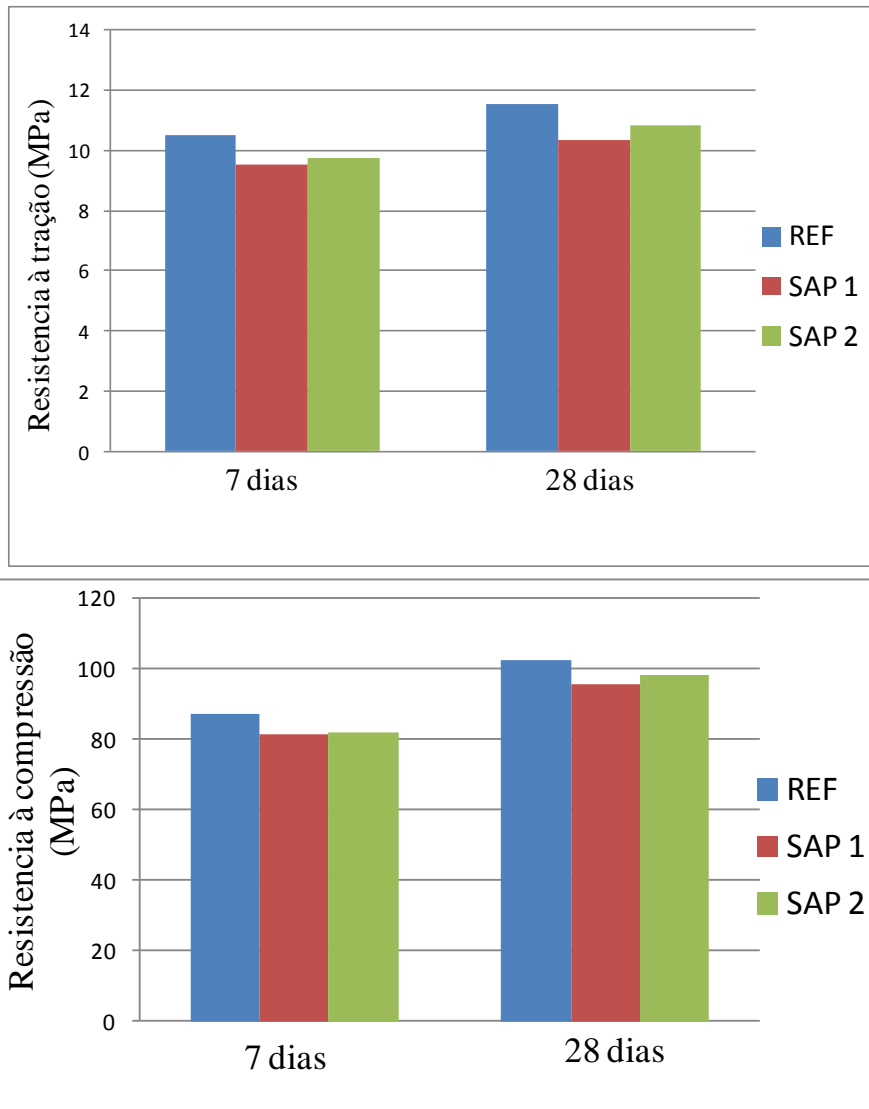


Figura 7 – Acima: resistência à tração na flexão e abaixo: resistência à compressão.

## Conclusão

Esta metodologia constitui uma maneira simples, confiável e não destrutível para determinação da retração autógena livre e unidirecional, fundamental para os concretos de alta resistência.

O uso de polímeros superabsorventes é bastante promissor para mitigar a retração autógena de CAR, pois não somente reduz substancialmente a magnitude da retração autógena, quando comparadas ao traço sem o polímero, como também retarda o seu aparecimento, devido à expansão inicial. O SAP 1 foi ainda mais eficiente que o SAP 2, apresentando maiores reduções na retração autógena, em todas as idades. Apenas com 2 dias de idade, a mistura contendo SAP 1 apresentou retração autógena 68% menor do que a mistura de referência, enquanto o SAP 2 reduziu 39%.

A porcentagem de redução na retração autógena, devido a presença do SAP, diminui à medida que a hidratação avança, entretanto, a eficácia de redução é maior justamente nas primeiras idades, quando o concreto apresenta menor resistência aos esforços de tração. Além disso, no teor de polímero adicionado aos micrconcretos, não houve prejuízo nas propriedades mecânicas investigadas (redução de até 10%).

## Referências

- [1] Cusson, D., Hoogeven, T., 2008. "Internal curing of high performance concrete with pre soaked fine lightweight aggregate for prevention of autogenous shrinkage cracking". *Cement and Concrete Research*, v.38, pp.757-765.
- [2] Jensen, O. M.; Lura, P., 2006, "Techniques and materials for internal water curing of concrete". *Materials and Structures*, v. 39, pp. 817-825.
- [3] Jensen, O. M.; Hansen, P. F., 2001, "Water-entrained cement-based materials: Principle and theoretical background". *Cement and Concrete Research*, v. 31, pp. 647- 654.
- [4] Craeye, B., De Schutter, G., 2006, "Experimental evaluation of mitigation of autogenous shrinkage by means of a vertical dilatometer for concrete". *Volume Changes of Hardening Concrete*, pp. 1-10, Lyngby, Denmark, August.
- [5] Jensen, O. M., 2008, "Use of superabsorbent polymers in construction materials". 1st International Conference on Microstructure Related Durability of Cementitious Composites, pp. 757-764, Nanjing, China, October. [8] LURA et al., 2006
- [6] Mechtcherine, V., Dudziak, I., Hempel, S., 2009. Mitigating early age shrinkage of Ultra-High Performance Concrete by using Super Absorbent Polymers (SAP). *Creep, Shrinkage and Durability Mechanics of Concrete and Concrete Structures -CONCREEP-8*, T. Tanabe et al. (eds.), Taylor & Francis Group, London, pp. 847-853.
- [7] Mechtcherine V., Gorges M., Schroefl C., et al., 2013. "Effect of Internal Curing by Using Superabsorbent Polymers (SAP) on 2 Autogenous Shrinkage and Other Properties of a High-performance Fine grained Concrete: Results of a RILEM Round-Robin Test, TC 225-SAP". *Materials and Structures*, ISSN 1359-5997, DOI 10.1617/s11527-013-0078-5.
- [8] Schröfl C., Mechtcherine V., Gorges M., 2012. "Relation between the molecular structure and the efficiency of superabsorbent polymers (SAP) as concrete admixture to mitigate autogenous shrinkage", *Cement and Concrete Research* 42, 2012, 865-873.
- [9] Silva E F., Lopes A. N. M., Rego P. I. A, Akitaya T. A., 2011, "Técnica da propagação de pulso ultrassônico para determinação do tempo-zero ( $t_0$ ) em concretos de alto desempenho (CAD). 6º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia", Maputo, Moçambique, 29 agosto a 02 setembro 2011.
- [10] Tazawa, ei-ichi, 1999. *Autogenous Shrinkage of Concrete*. E & FN Spon, London, 1999, 424 pages.
- [11] Silva E F., Lopes A. N. M., Chater, L., 2011, "Metodologia para determinação da retração autógena unidirecional em concretos de alto desempenho (CAD) por capturas de imagens". 6º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, Maputo, Moçambique, 29 agosto a 02 setembro 2011.
- [12] Silva, E. F., 2007, *Variações dimensionais em concretos de alto desempenho contendo aditivo redutor de retração*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, Dezembro. 332p.
- [13] Silva E. F., Claro G. P., Saraiva L. M., Lopes A. N. M., 2013. "O polímero superabsorvente como estratégia mitigadora da retração autógena de microconcretos de alta resistência". 55º Congresso Brasileiro do Concreto, Gramado, Rio Grande do Sul, IBRACON, 2013.
- [14] Silva E. F., Lopes A. N. M., Claro G. P., Saraiva L. M. (2013a), Técnica do ultrassom para determinar o tempo-zero de microconcretos de alta resistência. 55º Congresso Brasileiro do Concreto, Gramado, Rio Grande do Sul, IBRACON, 2013a.



- [15] Ordóñez, S. T. L., Silva, E. F., Bauer, E., Lopes, A. N. M., (2013) Utilização de polímero superabsorvente e aditivo redutor de retração no combate à retração autógena em microconcretos de alta resistência. 55º Congresso Brasileiro do Concreto, Gramado, Rio Grande do Sul, IBRACON, 2013.

## Desempenho de betões produzidos com agregados reciclados obtidos a partir de RCD de centrais de reciclagem portuguesas

BRAVO M.<sup>1, a</sup>, BRITO J. DE<sup>1, b</sup>, PONTES J.<sup>1, c</sup> e EVANGELISTA L.<sup>1, d</sup>

<sup>1</sup> DECivil – ICIST, Universidade Técnica de Lisboa - Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa, Portugal

<sup>a</sup>miguelnbravo@gmail.com, <sup>b</sup>jb@civil.ist.utl.pt, <sup>c</sup>jorgempontes@gmail.com, <sup>d</sup>luis.evangelista@ist.utl.pt

**Palavras-chave:** Agregados reciclados, resíduos de construção e demolição (RCD), centrais de reciclagem, desempenho mecânico, durabilidade.

**Resumo.** O objectivo do projecto descrito neste artigo consistiu na produção de betões com agregados reciclados (AR) oriundos de diversas empresas de resíduos da construção e demolição (RCD) espalhadas pelo país. Assim, pretendeu-se analisar a influência que a variação do ponto de recolha dos AR e, conseqüentemente, da composição dos mesmos tem nas características dos betões produzidos. Nos betões realizados na presente investigação, foram utilizados AR de cinco empresas (Valnor, Vimajas, Ambilei, Europontal e Retria), sendo que em três destas foram analisados AR grossos e finos e nas restantes foram apenas utilizados AR grossos. A campanha experimental realizada englobou a realização de dois tipos de ensaio ao betão no estado fresco (abaixamento do cone de Abrams e massa volúmica) e oito tipos de ensaio ao betão no estado endurecido (resistência à compressão em cubos, resistência à compressão em cilindros, resistência à tracção por compressão diametral, módulo de elasticidade, absorção de água por imersão, absorção de água por capilaridade, resistência à carbonatação e resistência à penetração dos iões cloreto). Através da presente investigação, verificou-se que, a utilização de AR provoca uma diminuição da qualidade do betão. No entanto, observou-se uma grande variação dos resultados consoante a empresa onde os AR tinham sido recolhidos, devido à variação da composição dos diversos AR. Verificou-se também que a utilização de AR finos provoca uma diminuição significativa da qualidade do betão nas propriedades analisadas, comparativamente aos AR grossos.

### Introdução

A utilização significativa dos resíduos da construção e demolição (RCD) verificou-se após a Segunda Guerra Mundial, em consequência da grande quantidade de destroços originados, bem como devido à necessidade de satisfazer a grande procura de materiais de construção [1].

Actualmente, os agregados provenientes de RCD são principalmente reaproveitados em bases e sub-bases de pavimentos. No entanto, diversos autores consideram que esta utilização não constitui a melhor valorização económica deste recurso [2].

Em relação à utilização de agregados provenientes de RCD em betões, se, por um lado, é consensual que a substituição de parte dos agregados naturais (AN) grossos por AR grossos não prejudica significativamente as características dos betões, o mesmo não acontece quando da substituição dos agregados finos. Os principais factores apontados por alguns investigadores para a resistência à utilização de AR finos em betões são o elevado teor de impurezas e de absorção de água, o que pode conduzir a betões com piores desempenhos. No entanto, algumas investigações recentes indicam que a utilização de AR finos em betões pode ser viável, pois esta não conduziu a uma diminuição significativa das propriedades, tanto em termos mecânicos como de durabilidade.

O objectivo da presente investigação consiste em produzir betões com AR oriundos de diversas empresas de RCD espalhadas pelo país. Assim, pretende-se analisar a influência que a variação do

ponto de recolha dos AR e, conseqüentemente, da composição dos mesmos tem nas características dos betões produzidos.

## Programa experimental

**Materiais.** Nesta investigação, foram utilizados agregados naturais (AN) e agregados reciclados (AR) oriundos de cinco centrais de reciclagem portuguesas (Valnor, Vimajas, Ambilei, Europontal e Retria), sendo que em três destas (Vimajas, Ambilei e Europontal) foram analisados AR grossos e finos e nas restantes foram apenas utilizados AR grossos. Relativamente aos AN, foram fornecidos agregados grossos britados e areias de rio roladas.

Na produção dos betões, foram ainda utilizados cimento do tipo I 42.5 R e água potável.

**Composições.** Foram produzidas 33 composições de betão: o betão de referência, betões com taxas de substituição de 10, 25, 50 e 100% do volume total dos AN grossos (relativamente às cinco empresas) e betões com taxas de substituição de 10, 25, 50 e 100% do volume total dos AN finos (apenas em relação às empresas Vimajas, Europontal e Ambilei).

Consideraram-se agregados finos as partículas passantes no peneiro de malha 4 mm e agregados grossos as partículas retidas nesse peneiro. A dimensão máxima das partículas foi de 22,4 mm.

A substituição dos AN por AR foi efectuada por fracção granulométrica, de forma a manter para todos os betões com agregados reciclados (BAR) a curva granulométrica dos agregados do betão de referência. Nesta investigação, não foram utilizados adjuvantes ou adições.

Todos os betões foram produzidos com um abaixamento igual a  $125 \pm 15$  mm, de modo a possibilitar uma correcta comparação entre estes. Para isso, realizou-se uma fase experimental, na qual se ajustou, sempre que necessário, a quantidade de água colocada, para cada tipo de betão, de modo a cumprir a exigência referida. Como se pode verificar pela Tabela 1, para se obter uma trabalhabilidade constante, foi necessário aumentar a relação a/c à medida que a percentagem de agregados substituídos aumentava. Pode-se ainda constatar que este aumento da relação a/c não foi idêntico para todas as famílias de agregados reciclados. Assim, concluiu-se que a forma e constituição distintas dos AR de cada empresa influenciam a trabalhabilidade dos betões. Destaca-se o significativo aumento da relação a/c nos betões com AR finos das empresas Vimajas e Europontal. Tal como referido por Robles [2], a forma mais rugosa dos AR, relativamente aos AN, pode ter contribuído para a variação da trabalhabilidade.

Tabela 1: Relação a/c dos diversos betões

	Percentagem de substituição dos agregados				
	0	10	25	50	100
	Rel. a/c	Rel. a/c	Rel. a/c	Rel. a/c	Rel. a/c
<b>AR grossos Valnor</b>	0,51	0,52	0,53	0,53	0,53
<b>AR grossos Vimajas</b>		0,52	0,53	0,53	0,53
<b>AR finos Vimajas</b>		0,53	0,55	0,58	0,64
<b>AR grossos Ambilei</b>		0,52	0,53	0,53	0,55
<b>AR finos Ambilei</b>		0,52	0,52	0,53	0,55
<b>AR grossos Europontal</b>		0,51	0,51	0,51	0,51
<b>AR finos Europontal</b>		0,53	0,54	0,57	0,63
<b>AR grossos Retria</b>		0,52	0,52	0,53	0,53

A composição do betão de referência foi determinada através do método de Faury, com o objectivo de que a sua resistência pertencesse à classe C30/37. As proporções dos materiais, em volume, podem ser observadas na Tabela 2.

**Ensaio experimentais.** Relativamente ao betão no estado fresco, realizaram-se os ensaios de abaixamento do cone de Abrams, baseados na norma EN 12350-2 (2002), e os ensaios de determinação da massa volúmica, segundo a norma EN 12350-6 (2002).

Os betões no estado endurecido foram ensaiados à resistência à compressão (em cubos e cilindros) segundo a norma NP EN 12390-3 (2003), à resistência à tracção por compressão diametral de acordo com a norma NP EN 12390-6 (2003), ao módulo de elasticidade baseado na especificação

LNEC E-397 (1993), à absorção de água por imersão de acordo com a especificação LNEC E-394 (1993), à absorção de água por capilaridade baseado na especificação LNEC E-393 (1993), à resistência à carbonatação segundo a especificação LNEC E-391 (1993) e à resistência à penetração de cloretos de acordo com a especificação LNEC E-463 (2004).

Tabela 2: Composição do betão de referência

Cimento		0,115
Agregados finos	0-0,063	0,000
	0,063-0,125	0,016
	0,125-0,25	0,044
	0,25-0,5	0,050
	0,5-1	0,057
	1-2	0,066
Agregados grossos	2-4	0,076
	4-5,6	0,041
	5,6-8	0,046
	8-11,2	0,047
	11,2-16	0,121
	16-22,4	0,122
Água		0,182
Vazios		0,017
<b>Total</b>		<b>1,000</b>

## Análise dos resultados obtidos na campanha experimental

### Ensaio ao betão no estado fresco.

**Trabalhabilidade.** Nesta investigação, pretendeu-se que todos os betões possuíssem um abaixamento contido no intervalo  $125 \pm 15$  mm, de modo a pertencerem à classe de consistência S3 (100 a 150 mm).

A Figura 1 apresenta todos os valores de abaixamento do cone de Abrams obtidos, permitindo verificar que, das 33 composições produzidas, apenas uma obteve um abaixamento ligeiramente fora do intervalo pretendido (110 a 140 mm). Como o incumprimento deste limite estabelecido foi de apenas 4 mm, considerou-se que este não é relevante para a análise dos ensaios no estado endurecido.

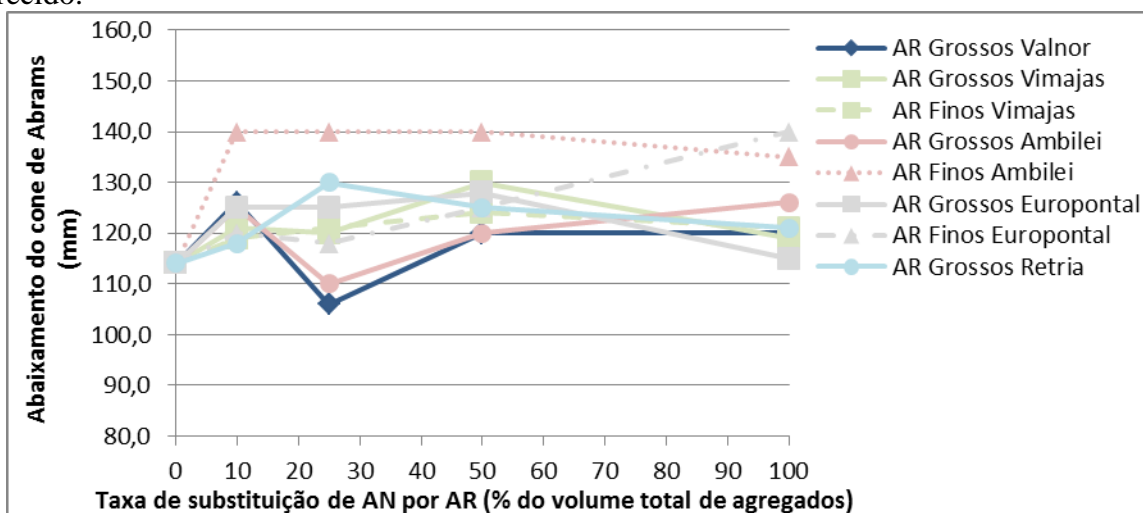


Figura 1: Abaixamento do cone de Abrams

**Massa volúmica.** A massa volúmica do betão fresco reflecte a massa volúmica de cada um dos seus componentes e o seu grau de compactação. Assim sendo, quanto maior for a diferença de massas volúmicas entre os agregados e a taxa de substituição de agregados naturais (AN) por AR, maior a diferença de massa volúmica dos respectivos betões no estado fresco.

Nas Figuras 2 e 3, pode-se observar que a massa volúmica do betão no estado fresco diminui com o aumento da percentagem de AR incorporados. Assim, verifica-se que, com a utilização de 100% de AR grossos, se obteve, no máximo, uma diminuição de 7,7%, enquanto, com a utilização de 100% de AR finos, se atingiu uma diminuição máxima de 7,1%. Este resultado justifica-se com a menor massa volúmica dos agregados reciclados, comparativamente aos agregados naturais. Nas mesmas figuras, pode-se também observar que esta redução varia consoante a família de agregados reciclados utilizada. Este facto deve-se à diferente constituição dos AR de cada empresa. Em 2005, Matias e Brito [3] tinham referido que a grande variabilidade das características e da composição dos AR condiciona fortemente a massa volúmica dos betões com eles produzidos.

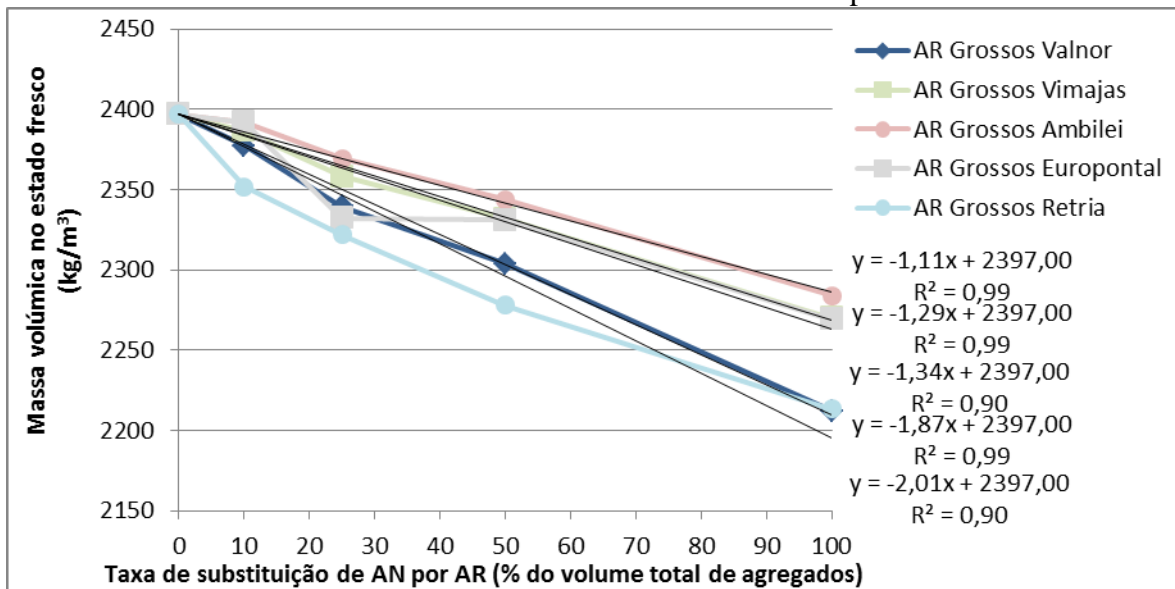


Figura 2: Massa volúmica no estado fresco dos betões com AR grossos

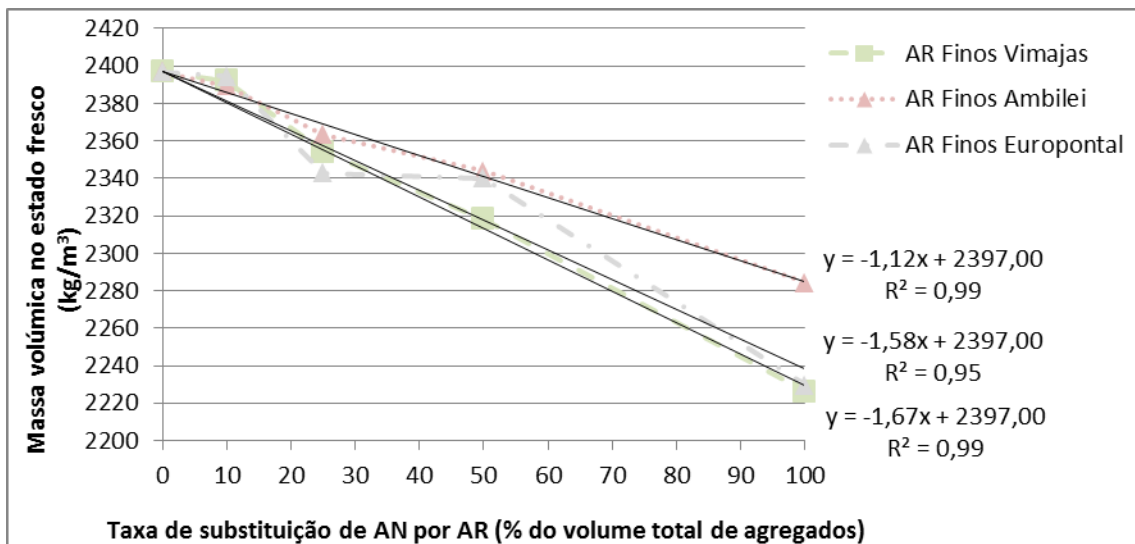


Figura 3: Massa volúmica no estado fresco dos betões com AR finos

### Ensaio ao betão no estado endurecido

**Resistência à compressão em cubos.** Na Tabela 3, pode-se observar a resistência média à compressão para as diferentes idades ( $f_{cm,7}$ ,  $f_{cm,28}$  e  $f_{cm,56}$ ), bem como as variações da resistência relativamente ao BR. Através da Tabela 7, verifica-se que a resistência à compressão aos 28 dias do BR é de  $53,9 \pm 1,8$  MPa. Assim, confirma-se que o betão produzido pertence à classe de resistência C35/45.

Tabela 3: Variação da resistência à compressão aos 7, 28 e 56 dias

	$f_{cm,7}$ (MPa)	Variação (%)	$f_{cm,28}$ (MPa)	Variação (%)	$f_{cm,56}$ (MPa)	Variação (%)
<b>BR</b>	44,8 ± 1,2	-	53,9 ± 1,8	-	61,1 ± 1,6	-
<b>B10G-Valnor</b>	46,4 ± 0,5	3,4	54,1 ± 2,2	0,2	58,8 ± 1,9	-3,8
<b>B25G-Valnor</b>	42,8 ± 1,5	-4,6	48,9 ± 1,1	-9,4	55,6 ± 2,0	-9,0
<b>B50G-Valnor</b>	41,0 ± 1,4	-8,5	46,2 ± 2,7	-14,3	50,1 ± 2,1	-18,1
<b>B100G-Valnor</b>	29,6 ± 1,9	-33,9	35,3 ± 1,4	-34,5	43,2 ± 1,5	-29,4
<b>B10G-Vimajas</b>	42,6 ± 0,7	-5,0	52,3 ± 1,7	-3,0	56,7 ± 1,0	-7,2
<b>B25G-Vimajas</b>	44,1 ± 0,9	-1,7	54,1 ± 1,3	0,3	57,9 ± 2,8	-5,4
<b>B50G-Vimajas</b>	38,1 ± 0,8	-15,0	48,4 ± 0,9	-10,3	49,5 ± 0,6	-19,1
<b>B100G-Vimajas</b>	35,7 ± 0,2	-20,3	42,0 ± 1,5	-22,1	44,6 ± 0,5	-27,0
<b>B10F-Vimajas</b>	39,9 ± 0,5	-11,1	49,2 ± 1,1	-8,7	52,8 ± 1,9	-13,7
<b>B25F-Vimajas</b>	38,5 ± 0,6	-14,2	45,6 ± 1,5	-15,5	48,7 ± 1,2	-20,4
<b>B50F-Vimajas</b>	31,1 ± 0,1	-30,6	37,6 ± 1,3	-30,2	40,5 ± 0,1	-33,7
<b>B100F-Vimajas</b>	23,0 ± 0,3	-48,7	30,2 ± 0,5	-44,1	30,6 ± 0,9	-50,0
<b>B10G-Ambilei</b>	43,6 ± 0,8	-2,8	53,7 ± 2,1	-0,5	55,7 ± 2,7	-8,9
<b>B25G-Ambilei</b>	39,3 ± 0,6	-12,4	50,0 ± 2,4	-7,2	50,3 ± 1,2	-17,7
<b>B50G-Ambilei</b>	39,6 ± 0,8	-11,7	48,8 ± 2,0	-9,6	51,5 ± 2,6	-15,7
<b>B100G-Ambilei</b>	40,7 ± 0,8	-9,3	51,1 ± 1,5	-5,2	49,5 ± 1,3	-19,0
<b>B10F-Ambilei</b>	41,3 ± 0,4	-7,9	51,6 ± 1,0	-4,3	52,3 ± 0,4	-14,5
<b>B25F-Ambilei</b>	40,0 ± 0,4	-10,8	47,3 ± 1,1	-12,3	48,1 ± 1,4	-21,3
<b>B50F-Ambilei</b>	36,5 ± 1,7	-18,6	46,8 ± 1,2	-13,3	48,1 ± 0,9	-21,3
<b>B100F-Ambilei</b>	29,1 ± 0,0	-35,1	38,4 ± 1,2	-28,8	40,3 ± 0,1	-34,0
<b>B10G-Europontal</b>	41,3 ± 1,6	-7,9	45,4 ± 1,3	-15,9	49,7 ± 0,1	-18,7
<b>B25G-Europontal</b>	38,7 ± 0,6	-13,8	46,0 ± 1,8	-14,8	48,8 ± 1,1	-20,1
<b>B50G-Europontal</b>	39,1 ± 0,1	-12,9	46,6 ± 1,1	-13,6	47,4 ± 3,2	-22,5
<b>B100G-Europontal</b>	32,2 ± 0,2	-28,3	36,2 ± 1,3	-32,9	39,5 ± 1,4	-35,5
<b>B10F-Europontal</b>	38,9 ± 1,4	-13,3	50,3 ± 1,5	-6,8	53,7 ± 2,0	-12,2
<b>B25F-Europontal</b>	39,3 ± 1,0	-12,3	44,7 ± 2,0	-17,0	48,1 ± 1,9	-21,3
<b>B50F-Europontal</b>	36,7 ± 1,2	-18,1	44,5 ± 1,0	-17,4	46,3 ± 1,2	-24,2
<b>B100F-Europontal</b>	26,1 ± 0,5	-41,7	29,9 ± 0,6	-44,6	31,5 ± 0,8	-48,5
<b>B10G-Retria</b>	40,4 ± 0,8	-9,9	48,3 ± 2,3	-10,4	53,4 ± 0,9	-12,6
<b>B25G-Retria</b>	37,4 ± 0,3	-16,6	44,6 ± 0,8	-17,3	46,2 ± 1,8	-24,4
<b>B50G-Retria</b>	36,4 ± 1,6	-18,8	44,9 ± 1,4	-16,8	42,7 ± 1,8	-30,2
<b>B100G-Retria</b>	31,8 ± 1,3	-29,1	40,1 ± 1,1	-25,6	33,9 ± 2,6	-44,5

Para se compreender melhor os resultados, procedeu-se à representação gráfica dos resultados da resistência à compressão aos 28 dias (Figura 4).

Na Figura 4, pode-se verificar que, independentemente da substituição se processar nos agregados finos ou nos grossos, a resistência à compressão é afectada pela introdução dos AR. No entanto, os resultados demonstram que a dimensão desta diminuição da resistência à compressão varia com diversos factores.

Um dos factores que mais influenciou os resultados foi a origem dos AR. Tendo em conta que os AR foram recolhidos em diferentes empresas, localizadas em diferentes locais de Portugal, a composição dos AR varia bastante consoante a sua origem. Assim, como expectável, os resultados dos diferentes AR são bastante distintos. Por exemplo, como refere Hansen [4], os AR com maior composição de origem cerâmica originam um decréscimo da resistência mecânica superior ao dos AR de betão.

A dimensão dos AR utilizados foi outro dos factores que influenciaram os resultados. Assim, a diminuição da resistência à compressão dos betões com AR finos foi significativamente maior do que a dos betões com AR grossos. Esta diferença é justificada, em parte, pela quantidade de impurezas (terra) contidas nos AR finos. Em relação aos AR das empresas Vimajas e Europontal, o aumento da diminuição da resistência foi também provocado pela maior relação a/c utilizada na composição dos betões com AR finos, para se obter uma trabalhabilidade idêntica em todos os betões.

Zaharieva et al. [5] tinham também avaliado o comportamento de betões com AR oriundos de RCD (finos e grossos), retirados aleatoriamente de uma central de reciclagem, tendo verificado que, mantendo a mesma trabalhabilidade em todos os betões, a substituição total dos AN provocou uma diminuição da resistência à compressão aos 28 dias de 54,8 para 39,4 MPa (cerca de 30%).

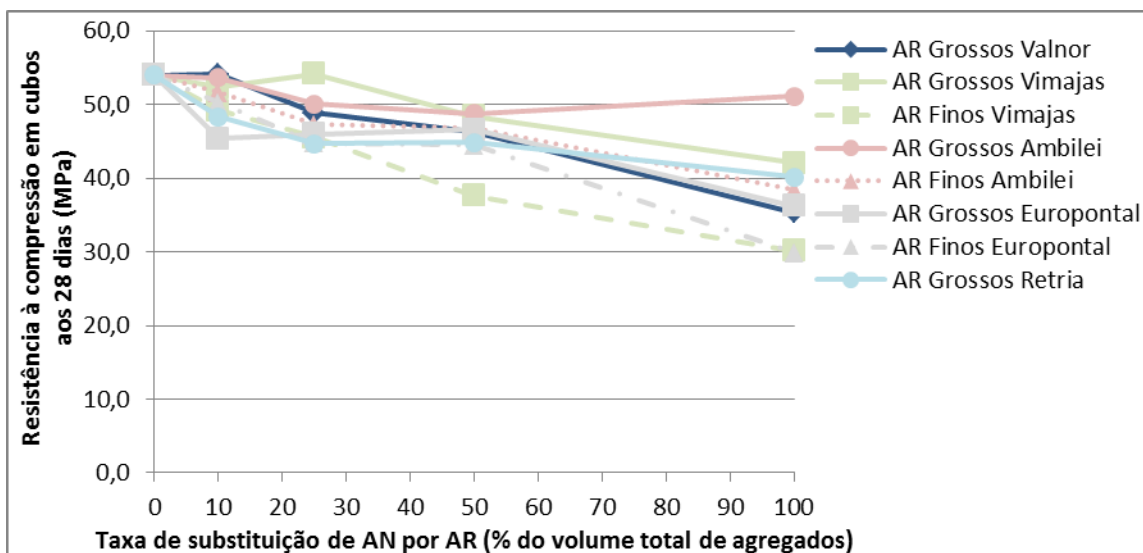


Figura 4: Resistência à compressão aos 28 dias

Resistência à compressão em cilindros. A Figura 5 mostra que a substituição de AN por AR causou uma diminuição da resistência à compressão em cilindros. Tal como na resistência em cubos, esta redução foi maior aquando da substituição dos agregados finos. Refira-se, a este propósito, que os agregados finos das empresas Vimajas e Europontal são novamente aqueles que originaram os piores resultados. Tal deve-se sobretudo à necessidade de se aumentar a relação a/c destes betões para manter a trabalhabilidade constante.

A Figura 5 mostra que a resistência à compressão em cilindros varia muito consoante a origem dos AR. Por exemplo, a substituição integral dos agregados grossos provocou diminuições desta propriedade entre 17,1 e 31,6%, para as diferentes empresas. Por sua vez, a substituição de 100% dos agregados finos originou reduções de 17,8 e 42,0%, consoante a empresa onde foram recolhidos os AR.

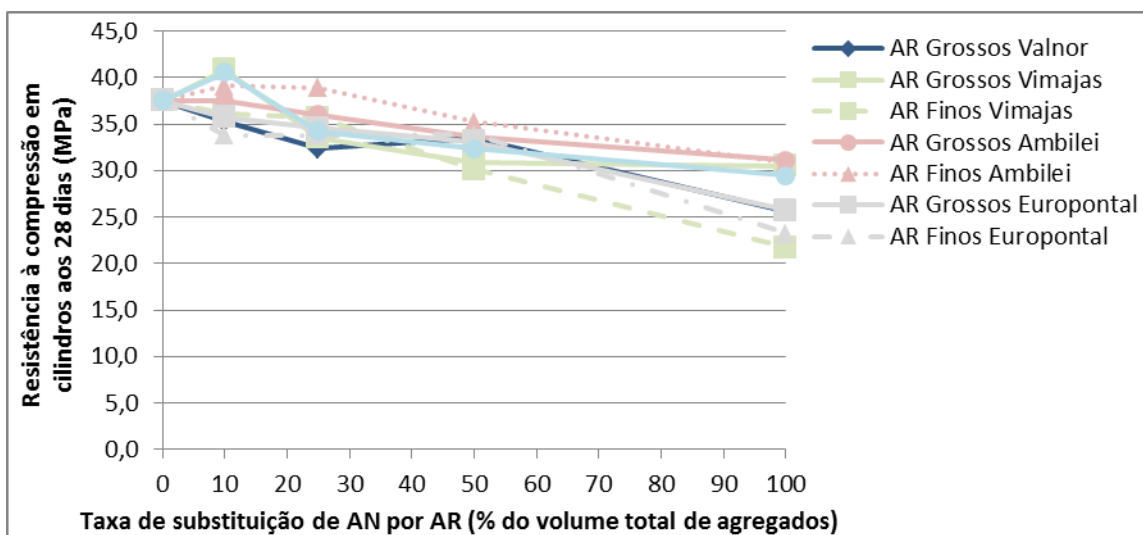


Figura 5: Resistência à compressão em cilindros aos 28 dias

**Resistência à tracção por compressão diametral.** Na Figura 6, pode-se constatar que a incorporação de AR grossos e finos provoca uma diminuição da resistência à tracção. Kou et al. [6] observaram também que a utilização de 100% de agregados grossos reciclados (AGR) provenientes de RCD provoca uma diminuição da resistência à tracção aos 28 dias dos betões (em cerca de 17%). Pode-se também observar que, tal como na resistência à compressão, a redução desta propriedade é maior aquando da substituição dos agregados finos. Tal deve-se à grande quantidade de impurezas (terra) presente nos agregados finos e à maior relação a/c dos betões com AR finos das empresas Vimajas e Europontal, necessária para se manter a trabalhabilidade constante. A diminuição da

resistência à tracção deve-se também à pior qualidade da pasta formada pelo ligante e pelos agregados finos (reciclados), uma qualidade essencial na resistência à tracção [7].

A Figura 6 mostra também que a constituição dos AR utilizados no betão teve bastante influência nos resultados da resistência à tracção. Assim, pode-se verificar que, dos betões com 100% de AR, os betões com AR (finos e grossos) da empresa Ambilei são aqueles que apresentam os melhores resultados. Esta diferença de resultados consoante a natureza dos AR está de acordo com o observado por Gomes [8]. Este autor verificou que a resistência à tracção não parece ser afectada pela utilização de AR de betão, sendo, pelo contrário, bastante afectada pela utilização de AR cerâmicos.

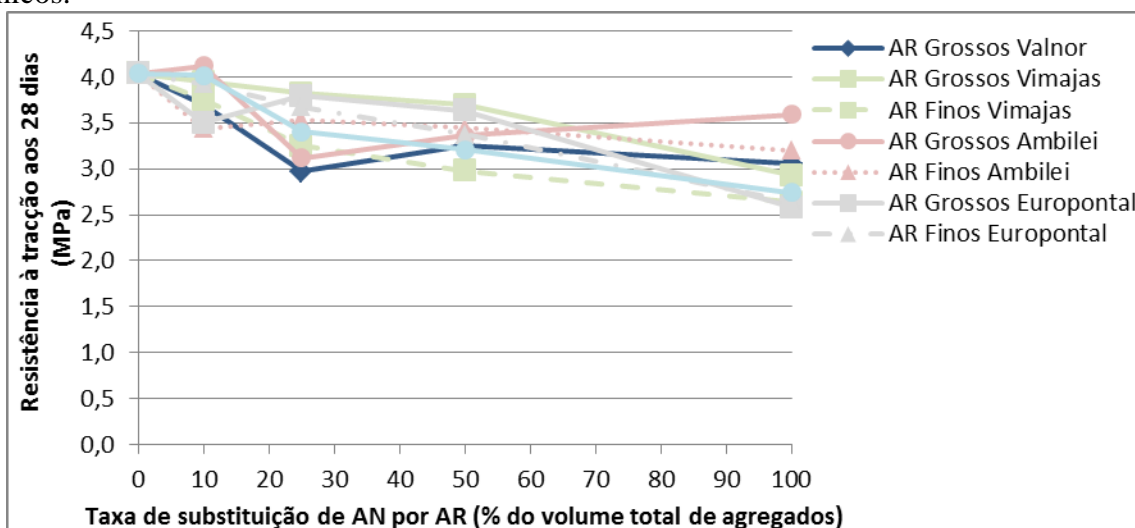


Figura 6: Resistência à tracção

**Módulo de elasticidade.** A Figura 7 permite observar os resultados obtidos pelos diversos betões relativamente a esta propriedade. Assim, constata-se que a substituição de AN por AR reduz o módulo de elasticidade do betão. Permite também concluir que a constituição dos AR é o principal factor que influencia o módulo de elasticidade. Pode-se verificar que os betões com AR (finos e grossos) da empresa Ambilei são os que originam melhores resultados. Esta variação dos resultados deve-se à grande influência que a diferente rigidez dos AR de cada empresa tem nos valores obtidos para o módulo de elasticidade. Os resultados obtidos nesta investigação são semelhantes aos verificados por Kou et al. [6]. Estes observaram que a substituição integral de agregados grossos naturais (AGN) por AGR, provenientes de RCD, originou uma redução do módulo de elasticidade dos betões aos 28 dias de 40%.

**Absorção de água por imersão.** A Figura 8 permite concluir que a substituição de AN por AR provocou um aumento da absorção de água por imersão. Este aumento justifica-se, em parte, pela maior quantidade de água dos betões com AR, necessária para se manter uma trabalhabilidade constante em todos os betões. Por outro lado, a maior absorção de água dos AR, comparativamente à dos AN, pode também ter contribuído para aumentar a absorção de água dos betões. A maioria dos AR analisados tem na sua composição materiais com elevada capacidade de absorção de água, como por exemplo, materiais cerâmicos.

Oliveira et al. [9] determinaram a absorção de água por imersão em betões com substituição de AGN por AGR, provenientes de RCD maioritariamente constituídos por betão. Os autores verificaram também que, ao substituírem a totalidade dos AGN por AGR, a absorção de água por imersão aumentou de 5,5 para 14,2%.

Na Figura 8, pode-se também verificar que a absorção de água por imersão aumentou substancialmente com a diminuição da dimensão dos agregados substituídos. Para os betões até 25% de AR grossos obtiveram-se resultados idênticos ao verificado para o BR. Assim, pode-se concluir que a utilização de AR grossos até 25% não tem uma grande influência sobre a absorção de água. Relativamente à utilização de AR finos, esta pouca influência apenas se verificou até a 10% de substituição. Wainwright et al. [10] estudaram a absorção de água por imersão de betões com AR



de betão, finos e grossos. Os resultados obtidos também permitiram concluir que a inclusão de agregados finos reciclados (AFR) é mais prejudicial do que a utilização de AGR.

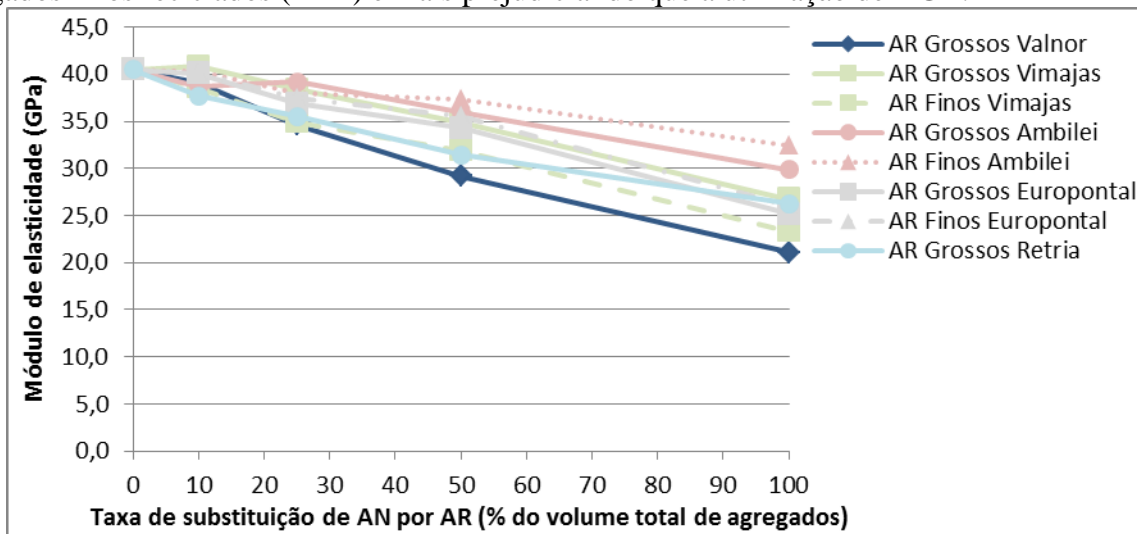


Figura 7: Módulo de elasticidade

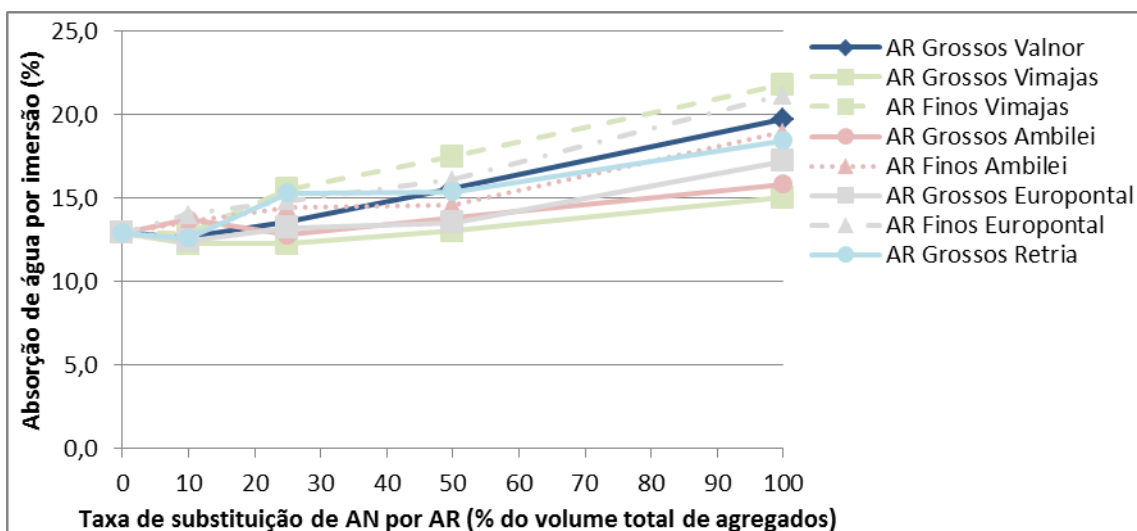


Figura 8: Absorção de água por imersão

**Absorção de água por capilaridade.** A análise dos resultados representados na Figura 9 permite concluir que a absorção de água por capilaridade aumenta com o aumento da taxa de substituição de AN por AR. Este aumento deve-se essencialmente ao aumento da relação a/c e à maior porosidade dos betões com AR.

Na Figura 9, pode-se também verificar que a dimensão dos agregados substituídos tem muita importância no aumento da absorção de água por capilaridade, sendo que os betões com AR finos têm valores de absorção muito superiores aos betões com AR grossos. Zaharieva et al. [5] avaliaram a absorção de água por capilaridade de betões com AR oriundos de RCD (finos e grossos), retirados de uma central de reciclagem. Os autores verificaram também que a substituição total dos AGN por AGR provocou um aumento nesta propriedade de 16%. Por sua vez, a substituição integral dos AN (finos e grossos) provocou um aumento da absorção de água por capilaridade de 42%.

Destaque-se que, como se pode observar na Figura 9, a introdução de 10% de AR provocou uma diminuição da absorção de água por capilaridade em quase todos os betões avaliados. As exceções são os betões com 10% de AR grossos das empresas Valnor e Europontal que tiveram um insignificante aumento desta propriedade (3,3 e 0,3%, respectivamente), em comparação com o BR.

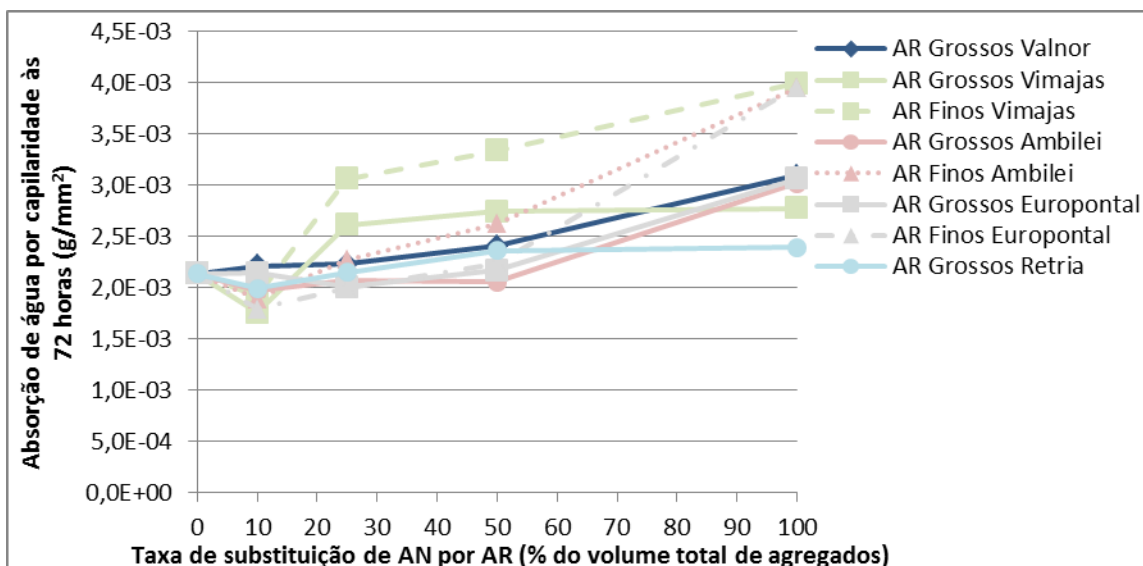


Figura 9: Absorção de água por capilaridade

**Resistência à carbonatação.** As Figuras 10 e 11 apresentam os resultados da profundidade de carbonatação dos diversos betões, para tempos de permanência na câmara de carbonatação iguais a 28 e 91 dias, respectivamente.

Estes resultados permitem concluir que os betões com AR têm uma menor resistência à carbonatação. Esta variação era previsível pois, aquando da análise da absorção de água, propriedade influenciada pelos mesmos factores, também se tinha verificado esta tendência.

No entanto, pode-se verificar que este aumento é bastante distinto consoante o tipo de AR utilizado. Bodin e Zaharieva [11] avaliaram também a profundidade de carbonatação aos 7, 14 e 28 dias em betões com AR oriundos de RCD (finos e grossos), retirados de uma central de reciclagem. Os autores observaram que, mantendo a mesma trabalhabilidade em todos os betões, a substituição total dos AGN por AGR provocou um aumento da profundidade de carbonatação aos 28 dias de 100%. Por sua vez, a substituição integral dos AN (finos e grossos) originou um aumento de 190%. Gomes [8] analisou a resistência à carbonatação em três tipos de BAR: betões com incorporação de 50% de AGR de betão, betões com incorporação de 25% de AGR cerâmicos e betões com incorporação simultânea de AGR de betão e AGR cerâmicos, numa percentagem de 37,5%. Estes betões registaram igualmente um aumento da profundidade de carbonatação, comparativamente ao betão de referência, de 10, 9 e 30%, respectivamente.

Nas Figuras 10 e 11, observa-se que o aumento da dimensão dos agregados substituídos tem por consequência a diminuição da profundidade de carbonatação, tal como sucede na generalidade das propriedades analisadas. Como referido, tal deve-se ao aumento da relação a/c e à presença de uma maior quantidade de impurezas (terra) nos AR finos.

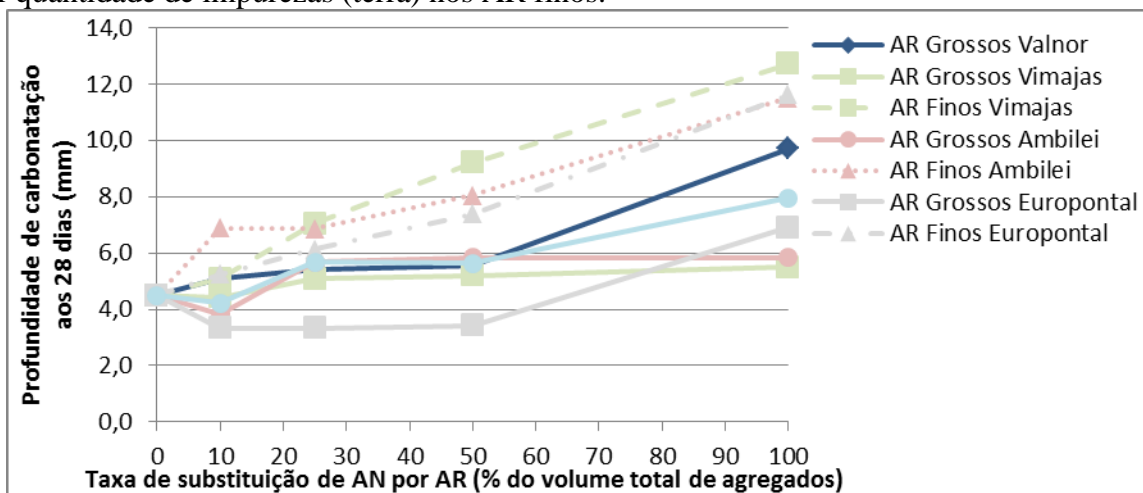


Figura 10: Resistência à carbonatação aos 28 dias

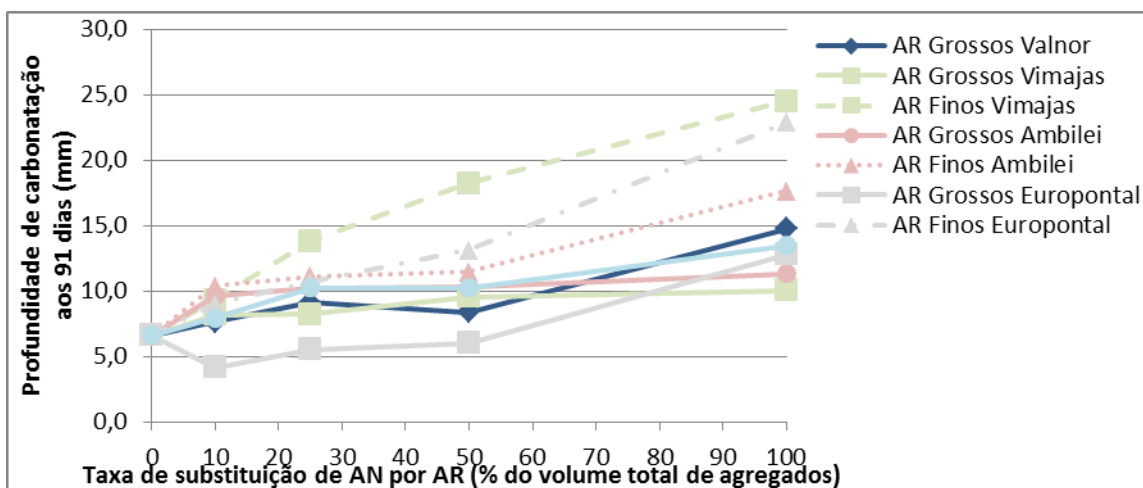


Figura 11: Resistência à carbonatação aos 91 dias

**Resistência à penetração dos iões cloreto.** Nas Figuras 12 e 13, pode-se observar os resultados obtidos no ensaio de resistência à penetração dos iões cloreto aos 28 e 91 dias, respectivamente. Estes parecem indicar que o uso de AR no betão provoca um ligeiro aumento do coeficiente de difusão dos cloretos, em relação ao BR. As únicas excepções são os betões com AR finos das empresas Vimajas e Europtontal, em que se verificou um aumento significativo. Estes resultados são justificados pelo grande aumento da relação a/c verificado nestes betões, para se manter a trabalhabilidade igual em todos os betões.

Tal como nas propriedades anteriores, a substituição dos agregados finos originou valores do coeficiente de difusão dos cloretos superiores aos dos betões com AR grossos. Se, relativamente aos AR das empresas Vimajas e Europtontal, tal foi explicado, no que se refere aos AR da empresa Ambilei o ligeiro aumento do coeficiente de difusão dos cloretos com a diminuição da dimensão dos agregados substituídos deve-se à maior presença de impurezas (terra) nos AR finos e, conseqüentemente, à maior absorção de água destes agregados.

Na literatura, os resultados variam bastante, tal como acontece no presente estudo. Fraaij et al. [12] estudaram a penetração de cloretos em betões com diferentes taxas de substituição de AFN por AFR e em que os agregados grossos eram na totalidade AR. Os autores concluíram que a presença de AR não influencia o desempenho dos betões em termos de permeabilidade aos iões cloreto. Por outro lado, Olorunsogo e Padayachee [13] avaliaram a condutividade aos cloretos de betões com AGR oriundos de RCD, que continham 84,6% de betão. Os aumentos de condutividade, do betão de referência para o betão com 100% de substituição dos AN por AR, foram de 73,2 e 86,5% para tempos de cura de 28 e 56 dias, respectivamente.

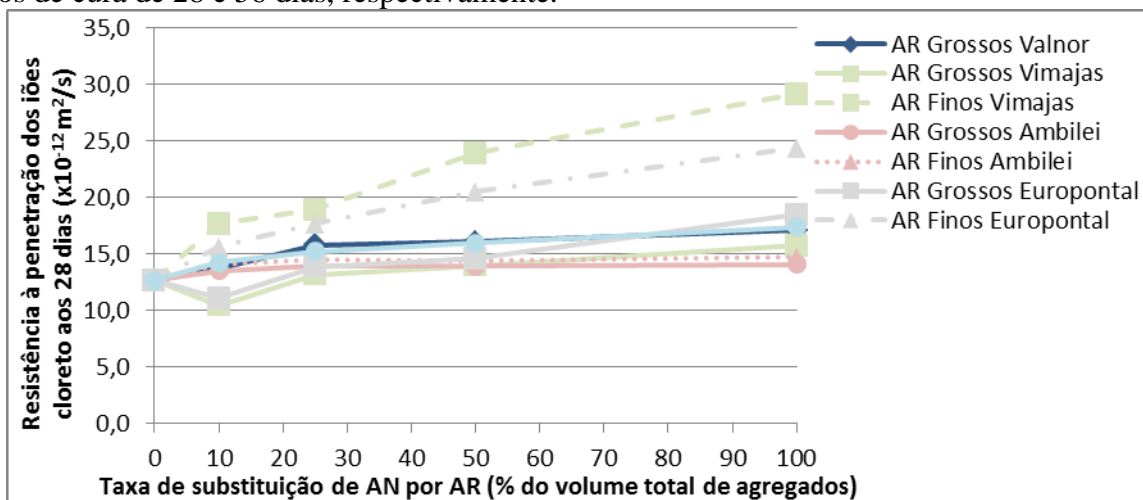


Figura 12: Resistência à penetração dos iões cloreto aos 28 dias

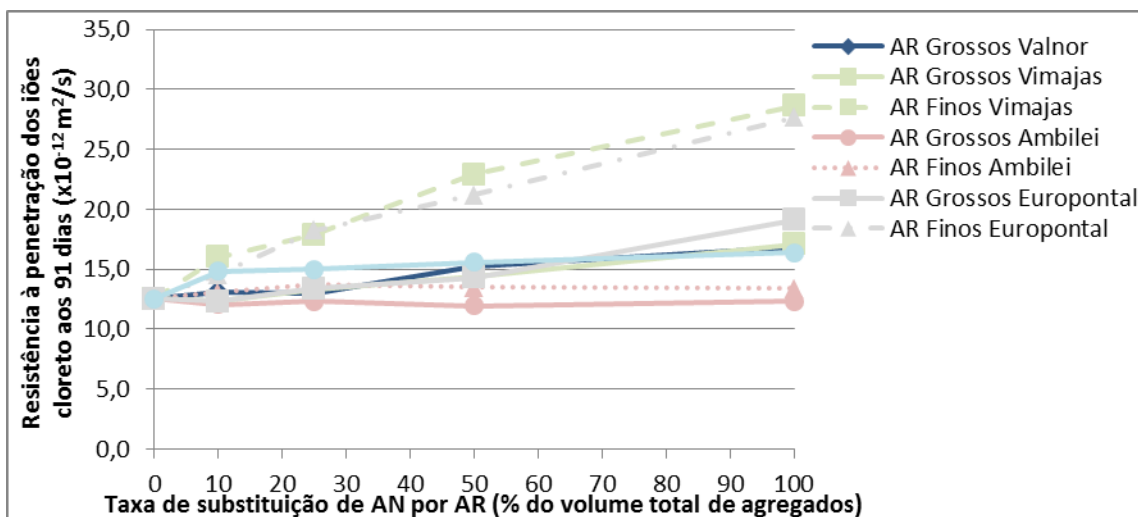


Figura 13: Resistência à penetração dos íons cloreto aos 91 dias

## Conclusões

Nesta investigação, foi analisado o comportamento dos BAR, relativamente a diversas propriedades mecânicas e de durabilidade. Assim, os resultados experimentais permitiram a obtenção das seguintes conclusões:

- a resistência à compressão diminui com a substituição de AN por AR, tendo-se verificado reduções máximas de aproximadamente 35 e 45% para taxas de substituição de 100% dos agregados grossos e finos, respectivamente;
- a resistência à tracção diminui com o acréscimo da taxa de substituição de AN por AR, sendo que estas variações atingem 36 e 35% aquando da substituição total dos agregados grossos e finos, respectivamente;
- o módulo de elasticidade diminui significativamente com o acréscimo da taxa de substituição de AN por AR, tendo-se obtido variações máximas de 48 e 43% aquando da utilização de 100% de AR grossos e finos, respectivamente;
- a absorção de água por imersão aumenta com a substituição de AN por AR, sendo que este aumento aproxima-se dos 53 e 69% aquando da substituição integral dos agregados grossos e finos, respectivamente;
- a absorção de água por capilaridade aumenta com a substituição de AN por AR, tendo-se verificado acréscimos máximos de aproximadamente 45 e 87% para taxas de substituição de 100% dos agregados grossos e finos, respectivamente;
- a resistência à carbonatação diminui significativamente com o acréscimo da taxa de substituição de AN por AR, sendo que a profundidade de carbonatação pode atingir aumentos de 116 e 182% com a substituição de 100% dos agregados grossos e finos, respectivamente;
- a resistência à penetração dos íons cloretos diminui com o aumento da taxa de substituição dos AN por AR, atingindo aumentos máximos de 37 e 130% para a substituição total dos agregados grossos e finos, respectivamente;
  - relativamente à dimensão dos agregados substituídos nos betões, verifica-se que, quanto menor a dimensão dos agregados substituídos, piores os resultados obtidos nos ensaios aos betões;
  - a natureza dos AR é bastante importante, uma vez que os resultados dos ensaios aos betões com AR variam significativamente com a origem dos AR utilizados na produção dos betões.

## Referências

- [1] T. Pinto: Metodologia para a gestão diferenciada de resíduos sólidos da construção urbana, Tese de Doutoramento em Engenharia da Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 189 p. (1999).

- [2] R. Robles: Betões com agregados reciclados. Levantamento do state-of-the-art experimental internacional, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 149 p. (2007).
- [3] Matias, J. de Brito: Betão com agregados grossos reciclados de betão e recurso a adjuvantes, Campanha experimental realizada no IST, Relatório ICIST DCT n.º 3/05. Instituto Superior Técnico, Lisboa (2005)
- [4] T. Hansen: Recycling of demolished concrete and masonry, E & FN SPON. RILEM report 6, London, 305 p. (1992).
- [5] R. Zaharieva, F. Buyle-Bodin, F. Skoczylas, E. Wirquin: Assessment of the surface permeation properties of recycled aggregate concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 25, N.º 2, pp. 223-232 (2003).
- [6] S. Kou, C. Poon, D. Chan: Properties of steam cured recycled aggregate fly ash concrete, Use of Recycled Materials in Buildings and Structures, International RILEM Conference, Barcelona, pp. 590- 599 (2004).
- [7] A. Neville: Properties of concrete, 4th ed., 844 p. (1995).
- [8] M. Gomes: Betões estruturais com incorporação de agregados reciclados de betão e cerâmicos com reboco, Dissertação de Mestrado em Construção, Inst. Superior Técnico, Lisboa, 189 p. (2007).
- [9] M. Oliveira, C. Assis, A. Wanderley: Study on compressed stress, water absorption and modulus of elasticity of produced concrete made by recycled aggregate, Use of Recycled Materials in Buildings and Structures, International RILEM Conference, Barcelona, pp. 636- 642 (2004).
- [10] A. Wainwright, Y. Trevorrow, A. Yu, Y. Wang: Modifying the performance of concrete made with coarse and fine recycled concrete aggregates, Demolition and Reuse of Concrete and Masonry, Proceedings of the Third International RILEM Symposium, Ed. Erik K. Lauritzen, Published by E&FN Spon, Odense, pp. 319-330 (1994).
- [11] F. Bodin, R. Zaharieva: Influence of industrially produced recycled aggregates on flow properties of concrete, Materials and Structures, Vol. 35. N.º 252, pp. 504-509 (2002).
- [12] A. Fraaij, H. Pietersen, J. De Vries: Performance of concrete with recycled aggregates, Sustainable Concrete Construction - International Conference, University of Dundee, Scotland, pp.187-198 (2002).
- [13] F. Olorunsogo, N. Padayachee: Performance of recycled aggregate concrete monitored by durability indexes, Cement and Concrete Research, Vol. 32, N.º 2, pp. 179-185 (2002).

---

## **Sessão Especial 2: Materiais e Eficiência Energética**

---



## **Desempenho térmico de cobertura verde para ambientes construídos em blocos cerâmicos e de concreto: estudo de caso em Belo Horizonte, Brasil**

GONÇALVES, Fabíola Lodi A.<sup>1,a</sup>; CARVALHO, Maria Cristina R.<sup>2,b</sup> e GUTIERREZ, Grace Cristina R.<sup>3,c</sup>

<sup>1</sup> Mestre, Departamento de Engenharia Civil, Grupo de Pesquisa ARCOS, Cefet MG, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil

<sup>2</sup> Prof. Dra., Departamento de Engenharia Civil, Grupo de Pesquisa ARCOS, Cefet MG, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil

<sup>3</sup> Prof. MSc. Departamento de Tecnologia, Escola de Arquitetura UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil

<sup>a</sup> fabiolalodi@gmail.com, <sup>b</sup> cristina.carvalho@civil.cefetmg.br, <sup>c</sup> gracegutierrez.arq@gmail.com

**Palavras-chave:** desempenho térmico, conforto ambiental, telhado verde.

**Resumo.** O objetivo desta pesquisa é a avaliação comparativa de sistemas de cobertura em laje de concreto impermeabilizada e de laje de concreto com telhado verde, a partir da simulação do desempenho térmico de dois protótipos em alvenaria, sendo um em blocos cerâmicos e outro em blocos de concreto. As dimensões dos protótipos foram calculadas a partir das dimensões mínimas para ambientes de permanência prolongada, definidas pelo Código de Obras da Cidade de Belo Horizonte, atualizado pelo Decreto N°13. 482 de 11/01/2010 [1]. O estudo examinou o comportamento térmico do ambiente interno considerando os ganhos de calor através dos tipos de cobertura analisados. Inicialmente, procedeu-se à análise comparativa de comportamento térmico da laje de concreto a partir da variação da espessura do componente e da cor da superfície exposta aos ganhos solares. Posteriormente, foi realizada a análise comparativa de comportamento térmico entre laje de concreto e o telhado verde. Os resultados indicaram significativa contribuição da cobertura em laje de concreto para os ganhos de calor no ambiente interno enquanto o telhado verde atuou como elemento amortecedor, sob as mesmas condições. Nesta investigação não foram considerados os efeitos da ventilação interna e ocupação dos ambientes.

### **Introdução**

Questões relacionadas à eficiência energética e desempenho térmico são temas frequentemente abordados em diversos setores da sociedade do século XXI. A redução dos recursos energéticos somadas às questões relacionadas ao meio ambiente e ao uso racional de energia demandam soluções para diminuição e reversão dos problemas decorrentes do progresso tecnológico iniciado pela Revolução Industrial no século XIX. Esta consciência ambiental assume características globais na medida em que envolve diferentes setores de produção, utilização e descarte de bens e produtos. Atualmente a preocupação com desempenho e eficiência não se restringe a grandes setores como, por exemplo, transportes e produção de energia, fazendo com que estes parâmetros estejam presentes no dia-a-dia de todos, seja através da escolha de um sistema de condicionamento de ar mais eficiente e de menor consumo, seja na escolha de um veículo menos poluente e de menor consumo de combustível. Neste contexto, a indústria da construção civil, responsável pela geração de grande volume de resíduos e consumo energético, também precisa buscar soluções, através da renovação ou desenvolvimento de novas técnicas construtivas, da utilização de materiais alternativos ou pela melhoria de desempenho dos materiais atualmente utilizados [2].



## Pesquisas experimentais

Pesquisas relacionadas ao estudo da variação de temperatura interna dos ambientes têm sido conduzidas por pesquisadores, brasileiros e estrangeiros, com o intuito de desenvolver parâmetros para a melhoria da qualidade do ambiente interno construído.

Em trabalhos cujo objeto de estudo é um modelo real, seja uma edificação existente ou unidade experimental, os dados são coletados *in loco* a partir de sensores de temperatura instalados nos mesmos. Posteriormente estes dados são tratados através de gráficos relacionando a temperatura, interna ou externa, e outras grandezas, tais como horário da medição, época do ano, umidade relativa do ar, altura de instalação do sensor, dentre outros [3].

Em pesquisas realizadas pelo Grupo de Pesquisa Arcos do CEFET-MG, o comportamento térmico do ambiente construído foi analisado a partir de protótipos reais construídos com alvenaria em blocos cerâmicos e de concreto e com cobertura em laje de concreto impermeabilizada. Foram construídas duas unidades experimentais em município na região metropolitana de Belo Horizonte, MG, Brasil. Verificou-se, experimentalmente, que a cobertura, quando comparada às alvenarias de vedação, foi responsável por aproximadamente 75% dos ganhos de calor no ambiente interno [4,5].

O objetivo desta pesquisa foi verificar o desempenho térmico da cobertura verde através da análise comparativa de desempenho de protótipos simulados em alvenaria de vedação de blocos cerâmicos e de concreto com cobertura em laje de concreto e telhado verde extensivo.

Para a análise de desempenho térmico foram modelados, utilizando-se o *software Design Builder*, dois protótipos em alvenaria de blocos cerâmicos e de concreto com as mesmas dimensões dos protótipos reais, sendo as dimensões internas de 2,4 x 3,45 m, pé direito de 2,6 m, de acordo com o Código de Obras da Cidade de Belo Horizonte [1]. Os sistemas de cobertura foram em laje de concreto impermeabilizada e em laje de concreto com telhado verde. As figuras 1 e 2, a seguir, apresentam o modelo virtual em alvenaria de blocos cerâmicos e cobertura em telhado verde (Fig.1) e a planta baixa, comum a todos os protótipos (Fig.2).

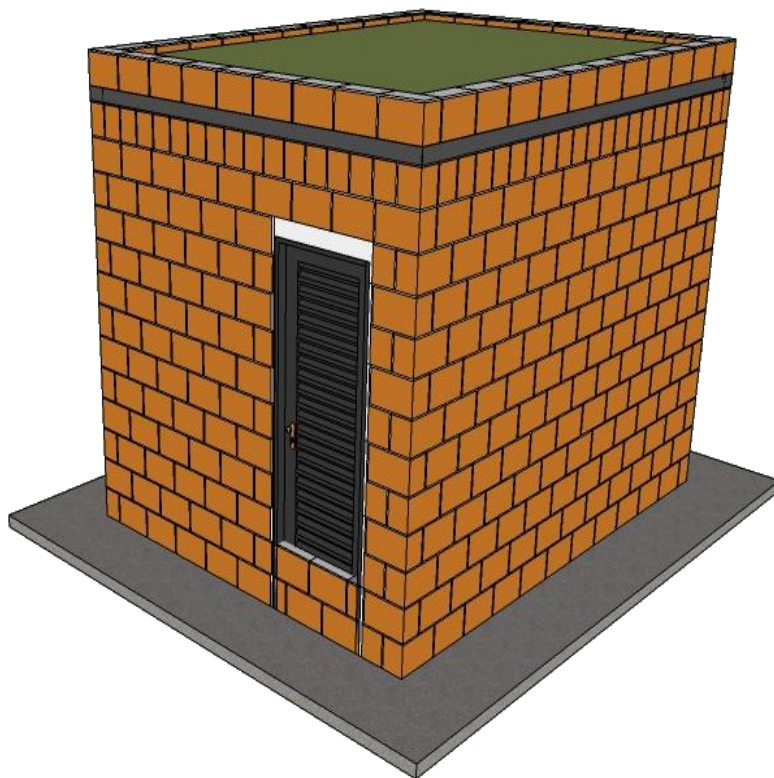


Figura 28 – Modelo virtual em alvenaria de blocos cerâmicos e telhado verde.

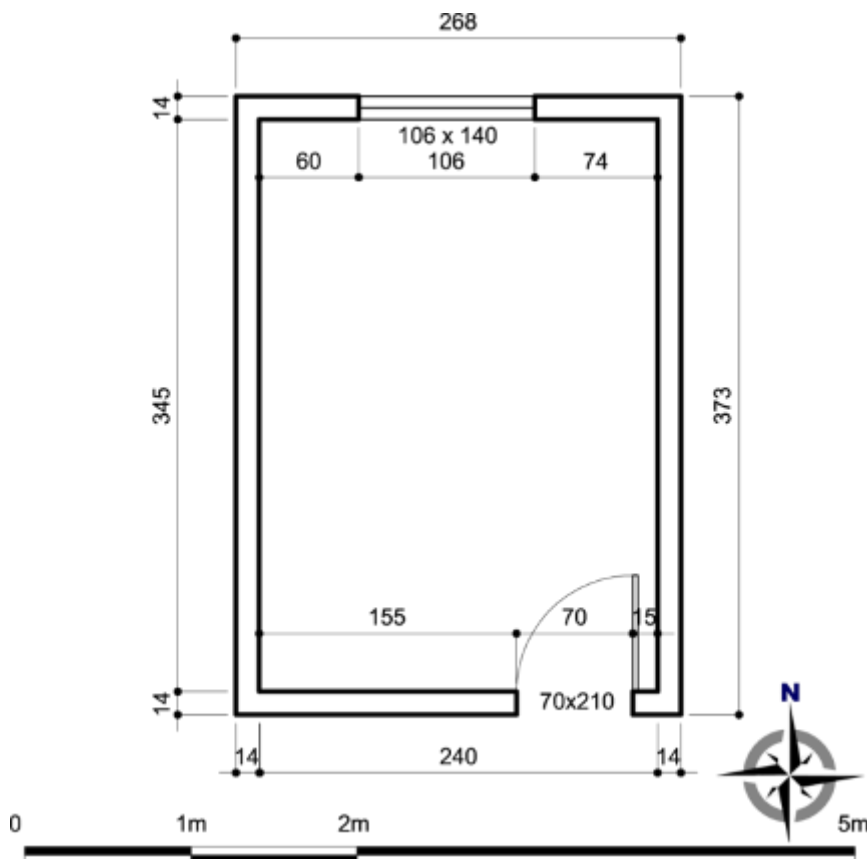


Figura 29 – Planta baixa dos modelos virtuais.

### Período da amostra e análise comparativa entre os dados coletados e simulados

No período de coleta de dados, as condições de clima e de céu não se mantiveram as mesmas durante as semanas de coleta de dados. As duas primeiras semanas foram mais quentes e chuvosas, com grandes períodos de maior nebulosidade. Durante a 3ª e 4ª semanas não houve ocorrência de chuvas e o céu permaneceu mais limpo. A partir da 5ª semana, embora não houvesse chuvas, as temperaturas externas reduziram significativamente [4,5].

Após o tratamento dos dados brutos e a eliminação dos dados inconsistentes, o período total de análise foi reduzido de 56 dias de coleta de dados para 05 (cinco) dias de amostragem com dados brutos confiáveis.

Foram definidos 03 períodos de análise de desempenho térmico dos protótipos simulados, assim subdivididos:

- Período de Amostra: medições realizadas entre os dias 10 e 15 de abril de 2012
- Verão: de 1º de dezembro de 2011 a 28 de fevereiro de 2012,
- Inverno: de 1º de junho a 31 de agosto de 2012,

Também foi determinado o dia médio, cujas características refletem o comportamento médio das variáveis climáticas ao longo de cada um dos períodos analisados. Para as simulações de desempenho no inverno e verão foram utilizados os dados climáticos registrados pela estação meteorológica INMET A521 para o ano de 2012 [6]. Para o período da amostra foram utilizados os dados coletados *in loco*.

### Modelagem computacional dos protótipos virtuais

Inicialmente, foram realizadas simulações utilizando-se protótipos modelados em alvenaria em blocos cerâmicos e de concreto com cobertura em laje de concreto, espessura de 8 cm, cor preta. A

partir deste modelo, procedeu-se à simulação de desempenho térmico da cobertura com a variação da espessura do componente e da cor da superfície exposta ao ganho solar.

A primeira hipótese de simulação foi realizada trocando-se a cor da laje de cobertura, de preta para branca, e mantendo-se a espessura de 8 cm. Para a segunda hipótese de simulação foi realizado um acréscimo de 50% na espessura original da laje, passando de 8 cm para 12 cm, sendo mantida a cor preta original. Posteriormente alterou-se a cor da superfície exposta ao ganho solar, de preta para branca, para a laje com espessura de 12 cm.

A última etapa de análises comparativas compreendeu as simulações dos ambientes utilizando-se a cobertura verde sobre a laje impermeabilizada. O sistema de cobertura verde adotado nesta pesquisa é do tipo leve extensivo, composto por uma camada drenante em seixos, com espessura de 10 cm, substrato em terra vegetal adubada e não argilosa, com espessura de 10 cm e cobertura vegetal em placas de grama esmeralda (*Zozia Japonica*), com espessura de 05 cm.

Para a análise dos resultados de desempenho térmico da cobertura procedeu-se à verificação do comportamento térmico da cobertura a partir das alterações de suas características construtivas. O fluxograma a seguir (Fig.3) apresenta as modalidades de variação da cobertura analisadas.

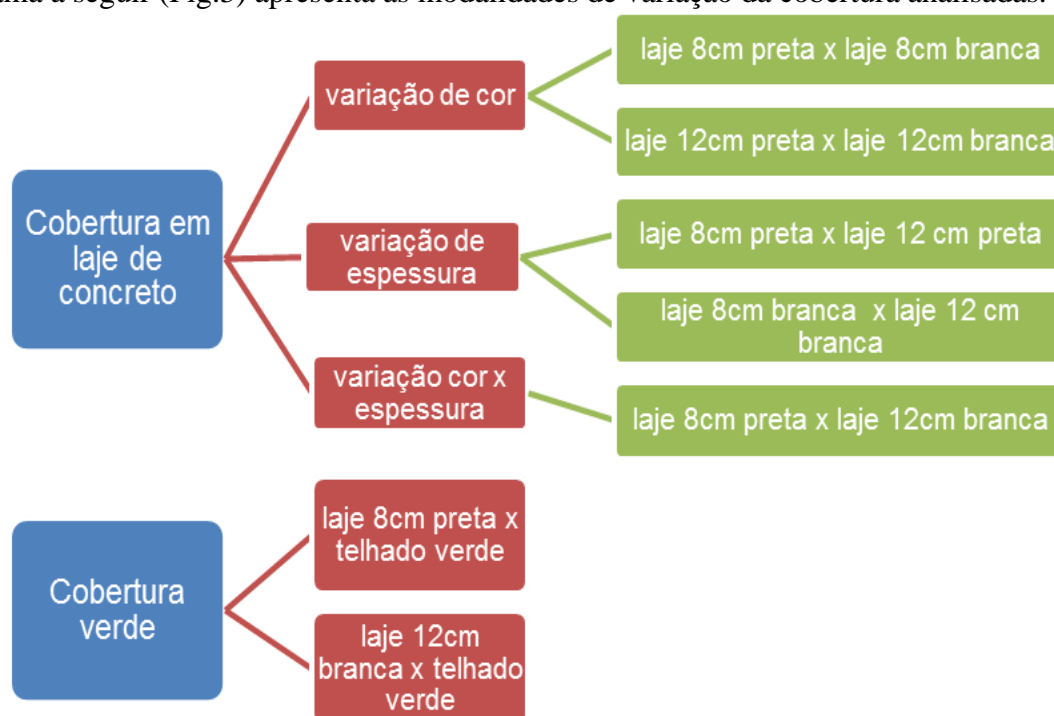


Figura 30 – Características construtivas dos sistemas de cobertura

### Características Climáticas da Região Metropolitana de Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil

A região estudada está classificada dentro da Zona Bioclimática 3 [7], apresentando umidade relativa do ar média de 65% e média anual de chuvas de, aproximadamente, 1500 mm, sendo mais frequente entre os meses de outubro a março. Os invernos são normalmente amenos e secos, enquanto os verões são quentes e chuvosos.

A Tabela 1 apresenta os dados de temperatura, umidade relativa e precipitação média para a região Metropolitana de Belo Horizonte.

### Resultados

**Cobertura em laje de concreto– variação da cor da superfície exposta aos ganhos solares.** A Figura 4 apresenta os ganhos térmicos para a laje de concreto com espessura de 8 cm e superfícies expostas ao ganho solar nas cores preta e branca, para o período de 10 a 15/04/2012.

Tabela 19 - Dados climáticos para a cidade de Belo Horizonte – MG [6]

Mês	Td –[°C]	td –[°C]	Ts- [°C]	ts- [°C]	Ur-[%]	Prec – [mm <sup>3</sup> ]
Março	27,7	18,4	30,2	16,0	76	165
Junho	24,3	13,2	27,2	8,8	72	10
Setembro	27,2	15,7	31,1	12,3	63	38
Dezembro	26,5	18,1	31,0	15,5	80	354

Legenda:  
 Td — média das temp. máx.diárias                      td — média das temp. mín. diárias  
 Ts — média das temp. máx. anuais                      ts — média das temp mín. anuais  
 Ur – umidade relativa    Prec – precipitação pluviométrica

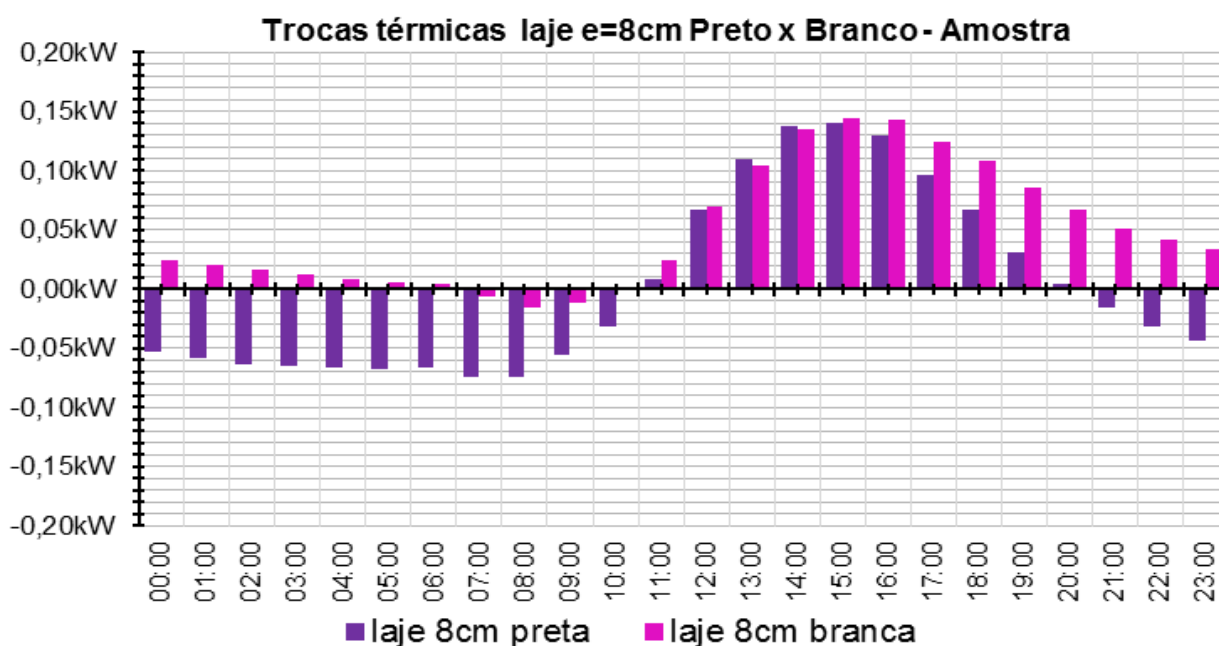


Figura 4 – Trocas térmicas pela cobertura em laje de concreto, espessura de 8 cm, preta e branca, 10 a 15/04/12

Verificou-se, pela análise dos dados da Figura 4, que a alteração da cor da superfície exposta ao ganho solar, de preta para branca, reduziu significativamente as trocas térmicas pela cobertura durante o período da noite e madrugada. Este fato se deve à redução da absorvância à radiação solar, cujos valores são 0,9 para a cor preta e 0,2 para a cor branca [8]. A pouca espessura do componente, 8 cm, não se mostrou suficiente para amortecer os ganhos de calor durante o dia. Este fato explica os valores muito próximos para os ganhos térmicos entre as lajes analisadas, para o período entre 12:00 e 15:00 h. Para esta tipologia construtiva, a alteração da cor da superfície exposta em pouco alterou o desempenho térmico do componente, indicando forte influência da espessura da laje nos ganhos de calor provenientes da cobertura.

A Figura 5 apresenta os ganhos térmicos para a laje de concreto com espessura de 12 cm e superfícies expostas ao ganho solar nas cores preta e branca, para o período de 10 a 15/04/2012.

Pode-se verificar, pela análise dos dados da Figura 5, que, para a laje de concreto com espessura de 12 cm, a alteração na cor da superfície exposta, de preta para branca, e a conseqüente redução da absorvância à radiação solar através do componente da cobertura, reduziram significativamente as perdas térmicas pela componente durante o período da madrugada, e, conseqüentemente, a influência da cobertura nas perdas térmicas do ambiente interno.

**Cobertura em laje de concreto– variação da espessura do componente.** A Figura 6 apresenta os ganhos térmicos para a laje de concreto com superfície exposta ao ganho solar na cor branca e espessuras de 8 e 12 cm, para o período de 10 a 15/04/2012.

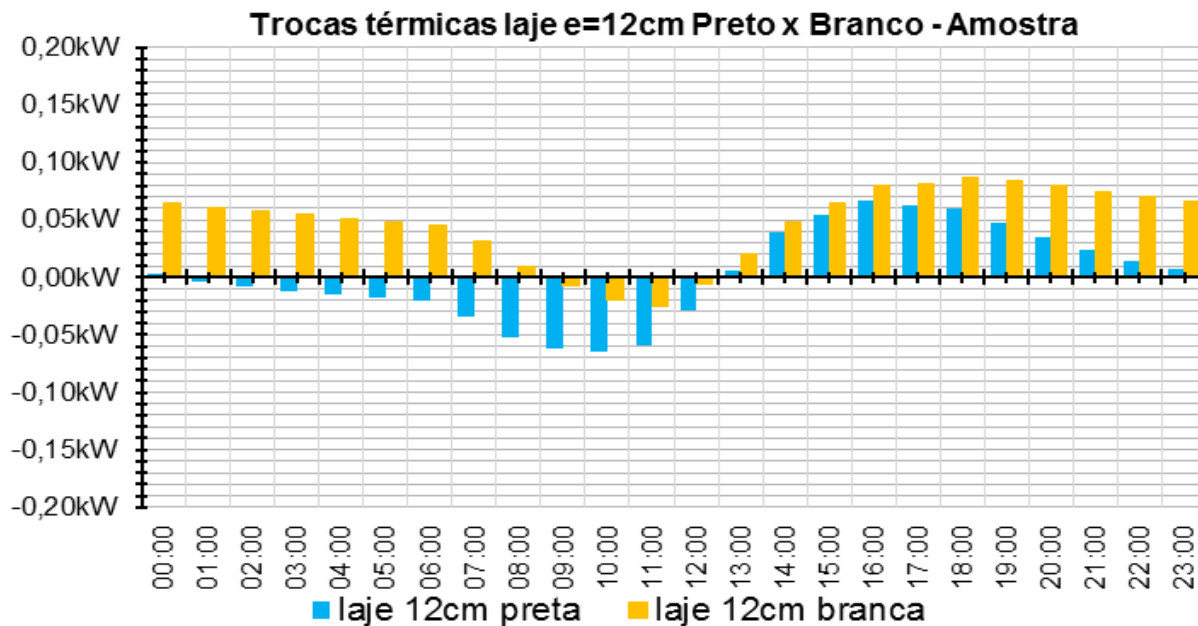


Figura 5 – Trocas Térmicas pela cobertura em laje de concreto, espessura de 12 cm, cores preta e branca, 10 a 15/04/12.

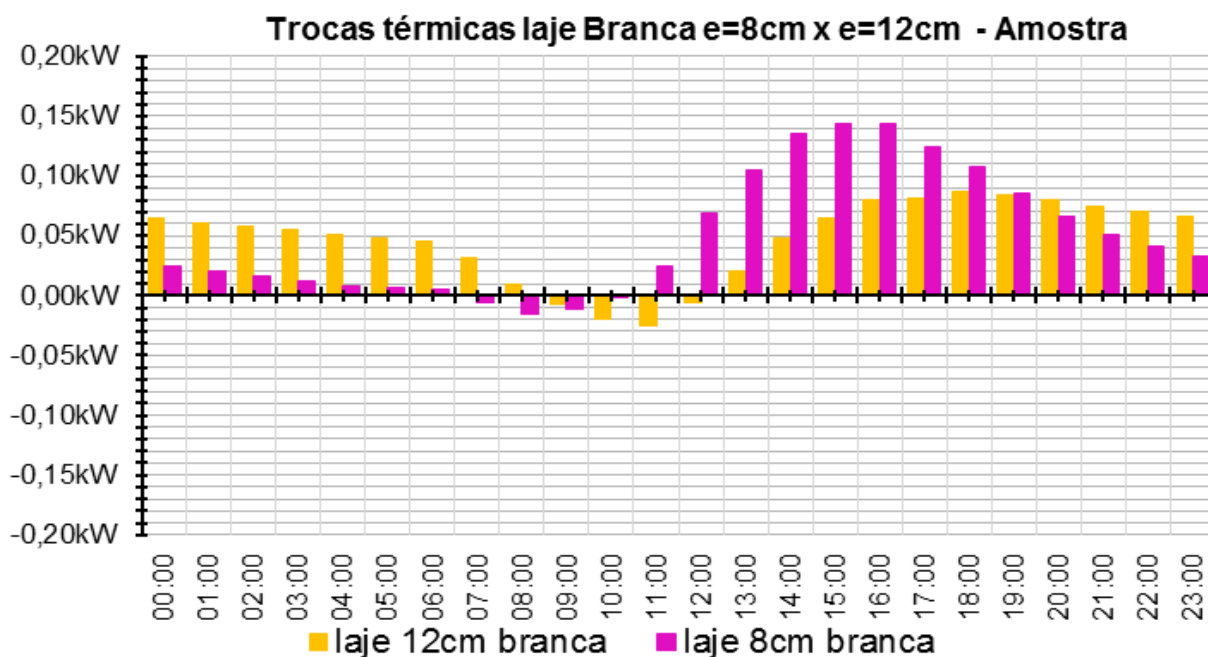


Figura 6 – Trocas Térmicas pela cobertura em laje de concreto cor branca, espessuras de 8 cm e de 12 cm, 10 a 15/04/12

Analisando-se os dados da Figura 6, verificou-se que o comportamento térmico da laje com espessura de 8 cm apresentou maiores variações entre perdas e ganhos de calor ao longo do dia. O acréscimo em 50% na espessura da laje de cobertura, de 8 para 12 cm, reduziu entre 50% e 75% os ganhos de calor através deste componente nos horários entre 14:00 e 16:00 h e as perdas entre 02:00 e 07:00 h. Verifica-se, ainda, que o ambiente com espessura de laje de 12 cm ganhou menos calor nos horários mais quentes e perdeu menos calor nos horários de temperatura externa mais fria, mantendo a temperatura interna mais estável.

A alteração da cor da laje de preta para branca reduziu os ganhos e perdas térmicas através do componente ao longo do dia, reduzindo a influência da cobertura nos ganhos de calor no ambiente interno.

**Análise comparativa de desempenho térmico entre o telhado verde e as coberturas em laje de concreto espessura de 12 cm, cor branca e espessura de 8 cm, cor preta.** Neste subitem são apresentados os resultados comparativos de desempenho térmico das coberturas em laje de concreto com espessura de 8 cm cor preta, sistema usado nos protótipos reais, laje de concreto com espessura de 12 cm cor branca, cobertura de referência determinada a partir dos dados simulados, e o telhado verde para o dia médio da amostra (10 a 15 de abril de 2012). A Figura 7 apresenta os ganhos térmicos para os sistemas de coberturas analisados.

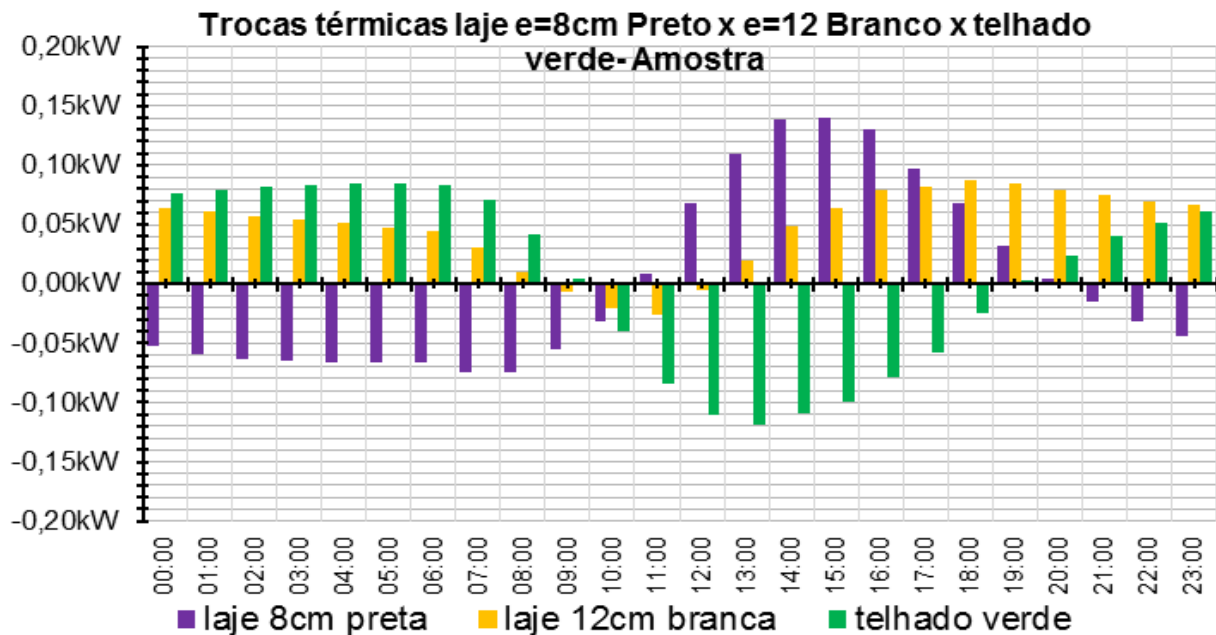


Figura 7 – Trocas Térmicas da cobertura em laje de concreto espessura de 8 cm, cor preta, espessura de 12 cm, cor branca e telhado verde, 10 a 15/04/12

Analisando-se os dados da Figura 7 verificou-se que, durante o dia, a laje de concreto, independentemente da sua espessura ou cor, contribui para o ganho de calor enquanto o telhado verde atua como elemento que contribui para a perda de calor no ambiente interno. No período da noite e da madrugada, verificou-se uma semelhança no comportamento da laje de concreto com espessura de 12 cm, cor branca e do telhado verde. Em ambas as situações, ocorreram trocas térmicas menores em função do amortecimento e do atraso térmico. Em relação à laje de concreto com espessura de 8 cm, cor preta, verificou-se que este componente foi o responsável pelas maiores trocas térmicas ao longo do dia, contribuindo de maneira significativa para as variações de temperatura interna do ambiente.

## Conclusões

Os resultados confirmaram a hipótese de que o maior ganho de calor no ambiente interno foi proveniente da cobertura, sendo este percentual, aproximadamente, 75% maior em relação à contribuição das demais envoltórias dos protótipos simulados.

Em relação à cobertura, verificou-se que a laje de concreto impermeabilizada, com espessura de 8 cm, sem outro sistema de cobertura, embora atenda aos requisitos estruturais previstos pela NBR 6118 [9], não conseguiu atender satisfatoriamente aos critérios de desempenho térmico, previstos pelas normas NBR 15.220 [7] e NBR 15.575 [10]. A cor preta da superfície exposta ao ganho solar, por sua elevada absorvância à radiação, apresentou grande influência no aumento dos ganhos térmicos do ambiente interno. O incremento na espessura da laje original permitiu uma pequena melhoria de desempenho térmico da cobertura a partir do aumento da resistência e do aumento da inércia térmica, reduzindo o ganho de calor pelo componente durante o período de maior incidência da radiação solar. Nesta configuração, embora tenha havido uma pequena redução no ganho de calor

devido à maior espessura da laje, a cor preta não favoreceu a melhora de desempenho dentro dos parâmetros esperados. A alteração da cor da superfície exposta ao ganho de calor por radiação, de preta para branca, somada ao incremento de 50% na espessura da laje original foi fator determinante para a melhoria do comportamento térmico dos materiais da envoltória.

A cobertura verde analisada atuou como elemento amortecedor dos ganhos térmicos, mantendo as temperaturas internas mais homogêneas durante todo o ano. Os resultados das simulações com o telhado verde mostram que a amplitude térmica interna dos ambientes ao longo do ano permaneceu em torno de 9,5 °C para ambientes em alvenaria de blocos cerâmicos e 9,4 °C para os ambientes em alvenaria de blocos de concreto. Desta maneira, pode-se concluir que, para edificações térreas situadas na faixa intertropical, a escolha do sistema de cobertura apresenta maior influência no desempenho térmico do ambiente interno quando comparado ao material utilizado para a alvenaria de vedação.

## Referências

- [1] BELO HORIZONTE. Decreto nº 13.842 de 11 de janeiro de 2010. Regulamenta a Lei nº 9.725/09 - Código de Edificações do Município de Belo Horizonte. Belo Horizonte. 2010.
- [2] CUNHA, E. G. *Elementos de Arquitetura de Climatização Natural*. Porto Alegre: Masquatro Editora, 2006.
- [3] ROSSETI, K. A. C. *Estudo do Desempenho de Coberturas Verdes como Estratégia Passiva de Condicionamento*. Cuiabá: Dissertação - Universidade do Federal Mato Grosso, 2009.
- [4] GUIMARÃES, R. P. ; CARVALHO, M. C. R. ; SANTOS, F. A. ; RODRIGUES, C. S. . *The influence of ceiling height in thermal comfort of buildings: a case study in Belo Horizonte, Brazil*. International Journal for Housing Science and Its Applications, , v. 37. ISSN: 01466518
- [5] GUIMARÃES, R. P. *O efeito da variação do pé-direito e da variação de materiais de vedação no comportamento térmico do ambiente construído*. Belo Horizonte: Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais., 2012.
- [6] MINISTÉRIO DA AGRICULTURA, P. E. A. Estações e dados. Instituto Nacional de Meteorologia - INMET, 2012. Informação obtida em: <http://www.inmet.gov.br>, em 05/2012.
- [7] ABNT. NBR 15.220 - *Desempenho térmico de edificações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2005.
- [8] FROTA, A. B.; SCHIFFER, S. R. *Manual de conforto térmico*. São Paulo: Studio Nobel, 2003.
- [9] ABNT. NBR 6.118 - *Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2007.
- [10] ABNT. NBR 15.575 - *Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos - Desempenho -Parte IV - métodos de medição do desempenho térmico dos componentes pelo princípio da placa quente protegida*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2008.

## **Análise do comportamento de sistemas de isolamento térmico com cortiça**

MALANHO Sofia<sup>1, a</sup>, VEIGA Rosário<sup>1, b</sup>

<sup>1</sup> Av. do Brasil 101, 1700-066 LISBOA, Portugal

<sup>a</sup>smalhanho@lnec.pt, <sup>b</sup>rveiga@lnec.pt

**Palavras-chave:** Revestimentos de isolamento térmico, ETICS, aglomerado de cortiça expandida (ICB), desempenho

**Resumo.** Os revestimentos compósitos de isolamento térmico pelo exterior (ETICS) são sistemas que quando aplicados nas zonas opacas das fachadas dos edifícios, contribuem para o desempenho térmico dos edifícios e para durabilidade da estrutura; podem ainda proporcionar uma melhoria do isolamento sonoro a sons aéreos quando é aplicada, no sistema, uma camada contínua de determinados isolantes térmicos. Um dos isolantes que tem este efeito é o aglomerado de cortiça expandida (ICB), que para além de ser um produto português é também natural e ecológico.

Esta comunicação apresenta um estudo do comportamento quanto à água e mecânico, em ETICS com isolante térmico ICB, tendo em conta os critérios previstos no Guia de Aprovação Técnica Europeia ETAG 004. Neste estudo foram variados diversos parâmetros, tais como: características da argamassa para a execução do produto de colagem e da camada de base; nº e tipo de rede de reforço; características do acabamento. Os resultados foram ainda comparados com os obtidos em sistemas idênticos com isolante EPS.

Os ensaios foram realizados em provetes dos sistemas e em aplicações sobre maquetas de alvenaria com dimensões de 3 m x 2 m, sujeitas a ciclos higrotérmicos.

### **Introdução**

O nosso planeta tem sofrido nas últimas décadas graves alterações climáticas e um aquecimento global, originados fundamentalmente pela produção e uso de energia. O consumo energético não contribui apenas para o aparecimento de problemas ambientais mas também cria uma dependência de energia importada. O sector da construção tem contribuído consideravelmente para o agravamento dos problemas ambientais, com um consumo de 40 % da energia final e de aproximadamente 50 % de emissão de gases. Assim, torna-se imprescindível que haja uma intervenção no consumo de energia, com a implementação de medidas de eficiência energética [1].

Uma das alternativas para contornar a crise no sector da construção tem sido a aposta na área da reabilitação; 58 % dos edifícios necessitam de intervenção, com a introdução de medidas que têm contribuído para a melhoria da eficiência energética e consequentemente a redução de emissões de gases. A reabilitação pode ser a peça fundamental para a dinamização do sector da construção e para o desenvolvimento sustentável das cidades [2].

No caso das fachadas há diversas alternativas de sistemas/revestimentos que podem ser seleccionados de acordo com o tipo de suporte do edifício a reabilitar. É importante a sua escolha dado que os revestimentos/sistemas são a proteção das zonas opacas dos edifícios e encontram-se em contacto direto com os agentes de degradação [3].

A reabilitação de edifícios pode ser efetuada através da aplicação de sistemas de isolamento térmico pelo exterior, designados pela sigla anglo-saxónica ETICS. Estes sistemas permitem corrigir as pontes térmicas, reduzindo o problema das condensações no interior, melhoram o desempenho térmico de Verão, já que permitem que toda a espessura da parede contribua para a inércia térmica; e protegem a estrutura e a alvenaria dos choques térmicos, contribuindo assim para o aumento da durabilidade desses elementos [4].



A seleção de placas de aglomerado de cortiça expandida (ICB) como isolante térmico na execução de ETICS permite, para além de contribuir para o isolamento térmico, melhorar o isolamento sonoro a sons aéreos [3]. Os ETICS com ICB dão uma contribuição significativa para o aumento do atraso térmico dos edifícios, melhorando assim o conforto térmico, nomeadamente de Verão [5]. Este isolante tem a possibilidade de ser reutilizado ou reciclado e é um produto natural e produzido em Portugal [6].

Assim, quer por razões de economia de energia, quer por motivos de redução de resíduos e de utilização de materiais naturais os ETICS com ICB são sistemas capazes de contribuir de forma relevante para sustentabilidade da construção.

A avaliação do seu desempenho deve ser efetuada com base no “ETAG 004 – Guideline for European Technical Approval of External Thermal Insulation Composite Systems with rendering”, em vigor desde março de 2000 (sendo a versão atualmente em vigor de fevereiro de 2013), que estabelece os requisitos e os métodos de ensaio para avaliação do cumprimento das Exigências Essenciais [7].

Nesta comunicação são apresentados ETICS com o isolante ICB, que foram sujeitos a diferentes ensaios para analisar o desempenho deste tipo de sistemas. A análise de resultados teve em conta diversos parâmetros tais como: características da argamassa para a execução da camada de base; nº e tipo de rede de reforço e características do acabamento. Os mesmos sistemas mas com isolante EPS (Poliestireno expandido moldado) foram comparados com estes.

### Análise do desempenho de ETICS com ICB

**Objetivos da campanha experimental.** O desempenho do comportamento à água (absorção de água por capilaridade e permeabilidade ao vapor de água) e mecânico (ensaio de aderência do revestimento ao isolante e ensaio de choque e perfuração) foi analisado em três sistemas ETICS com isolantes ICB e EPS. A campanha experimental foi traçada de acordo com as exigências previstas no ETAG 004 [6]. A Tabela 1 apresenta uma síntese dos ensaios realizados e respetivos objetivos, assim como as dimensões dos provetes usados.

Tabela 20: Características e objetivos dos ensaios

Ensaio	Objetivos	Possíveis problemas a evitar	Dimensões dos provetes analisados
Absorção de água por capilaridade	Verificar a capacidade do acabamento resistir à absorção de água por capilaridade	Penetração de água	Provetes dos sistemas (com e sem acabamento) com 30 cm x 30 cm (Figura 32)
Permeabilidade ao vapor de água	Avaliar a resistência à evaporação de água.	Condensações na interface isolante – suporte ou no interior isolante	Provetes dos sistemas (com acabamento) com uma área de 0,015 cm <sup>2</sup> (Figura 33)
Aderência do revestimento ao isolante (Figura 36)	Análise da aderência entre componentes	Falta de aderência e destacamentos	Sistemas sujeitos a ciclos higrótérmicos aplicados sobre muretes (3 m x 2 m), com e sem acabamento, com 1 ou 2 redes (Figura 34 e Figura 35)
Ensaio de choque e perfuração (Figura 37)	Avaliar a resistência mecânica do revestimento	Falta de resistência mecânica: mossas, fissuração e penetrações.	

**Características e funções gerais dos componentes dos sistemas analisados.** Os sistemas analisados (com designações Sistemas A, B e C) são constituídos por uma camada de isolante térmico de aglomerado de cortiça expandida (ICB) que é fixada diretamente ao suporte por um produto de colagem; este produto de colagem é também utilizado para a execução da camada de base, que é reforçada com a incorporação de uma ou duas redes de fibra de vidro (designada por 1R

– uma rede – ou 2R – duas redes) (Tabela 21), para melhoria da resistência à fendilhação e reforço da resistência aos choques. Cada sistema possui acabamentos de pintura (designados por A – acabamento) (Tabela 22). A

**Tabela 23** apresenta as funções e características principais dos componentes dos sistemas analisados.

Na Figura 31 é apresentada uma pormenorização geral de um ETICS com isolante ICB e acabamento por pintura.

Tabela 21: Características gerais das redes e das argamassas para execução da camada de base armada utilizadas nos sistemas ETICS analisados

Designações dos sistemas	Redes	Características da camada base*
	Massa por unidade de superfície (g/m <sup>2</sup> )	
Sistema A (2R)	160 + 343	Argamassa baseada em copolímero de base aquosa, cargas e agregados com adição de Cimento Portland CEM II Classe 32,5 N, numa relação produto/cimento de 30 %.
Sistema B (1R)	330	Argamassa seca, com ligantes mistos, agregados siliciosos, adjuvantes e com fibras.
Sistema B (2R)	330 + 330	
Sistema C (2R)	376 + 376	Argamassa cimentícia em pó com resinas vinílicas, fibras sintéticas e aditivos exigindo adição de cerca de 24,5 % de água (em massa)

Legenda: 1R – uma rede e 2R – duas redes.

\* retiradas das fichas técnicas dos produtos.

Tabela 22: Características gerais dos sistemas de acabamentos aplicados nos sistema ETICS analisados

Designações dos sistemas	Características dos sistemas de acabamento*
Sistema A (A)	Tinta plástica acrílica
	Acabamento baseado em copolímeros especiais, pigmentos e cargas
Sistema B (A)	Acabamento: Copolímeros acrílicos, pigmentos e cargas
Sistema C (A)	Primário: Produto com base em resinas vinílicas
	Acabamento: Produto com base em resinas de silicone

Legenda: A – acabamento.

\* retiradas das fichas técnicas dos produtos.



Legenda:

- 1 – suporte (por exemplo: alvenaria de tijolo, betão);
- 2 – produto de colagem;
- 3 – rede de fibra de vidro incorporada na camada de base ;
- 4 – isolante térmico de aglomerado de cortiça expandida (ICB);
- 5 – acabamento por pintura.

Figura 31: Pormenorização de um sistema ETICS com aglomerado de cortiça expandida

Tabela 23: Funções e características dos componentes dos sistemas analisados

Componentes	Funções e características
Isolantes térmico	O isolante térmico é o componente do ETICS que contribui para a redução da transmissão térmica, processo designado por isolamento térmico [8 e 9]. O isolante térmico ICB apresenta um maior atraso térmico, quando comparado com outros isolantes usados em ETICS (tais como, XPS – Poliestireno expandido extrudido e MW – Lã mineral) [5].
Camada de base armada	A camada de base deve apresentar uma baixa absorção por capilaridade, para constituir uma barreira à penetração de água, evitando que o isolante perca as suas características de resistência térmica [8]. Em geral é constituída por uma argamassa com base em cimento e resina [3]..
Acabamento por pintura	Os acabamentos por pintura devem possuir alguma resistência a agentes externos e reduzida permeabilidade à água, não devendo no entanto impedir a capacidade de secagem; a permeabilidade ao vapor de água, pelo contrário, deve ser relativamente elevada, para permitir a fácil difusão de vapor de água proveniente da argamassa e do interior do edifício; deve também ter uma aderência adequada.[10].

**Ensaio realizado e exigências.** Os ensaios foram realizados de acordo com ETAG 004 [6] (Tabela 24).

Tabela 24: Funções e características dos componentes dos sistemas analisados

Ensaio	Classificação	Crítérios de acordo como ETAG 004 [6 e 11]
Ensaio higtotérmico	Satisfatório	Ausência de anomalias relevantes no sistema, nomeadamente dos seguintes tipos: empolamentos, destacamentos, fendilhação ou perda de aderência
	Não satisfatório	Existência de pelo menos uma das anomalias consideradas relevantes
Choque de 3 J, choque de 10 J e perfuração	Categoria I	Sem deterioração após choque de 3 J e de 10 J e sem perfuração com punção de 6 mm
	Categoria II	Sem penetração com choque de 10 J, sem fendilhação com choque de 3 J e sem perfuração com punção de 12 mm
	Categoria III	Sem penetração com choque de 3 J e sem perfuração com punção de 20 mm
Aderência do revestimento ao isolante	Satisfatório	Tensão de aderência $\geq 0,08 \text{ N/mm}^2$ ou rotura coesiva pelo isolante
	Não satisfatório	Tensão de aderência $< 0,08 \text{ N/mm}^2$ e rotura adesiva ou rotura coesiva pelo revestimento
Ensaio de Permeabilidade ao vapor de água	Satisfatório	Resistência à difusão do vapor de água (espessura da camada de ar de difusão equivalente) do sistema de acabamento (camada de base + acabamento) $\leq 2,0 \text{ m}$
Ensaio de Absorção de água por capilaridade	Satisfatório	Água absorvida pelo sistema sem acabamento após 1 hora $\leq 1 \text{ kg/m}^2$ ; e água absorvida pelo sistema com cada acabamento após 1 h $\leq 1 \text{ kg/m}^2$

**Apresentação dos resultados e análise paramétrica.** Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 25, de acordo com a análise paramétrica que foi definida: camada de base; nº de redes e acabamento.

Faz-se notar que, em todos os casos, os valores obtidos para as várias características verificam as exigências do ETAG 004 (Tabela 5), dado que se usaram sistemas tecnicamente aprovados para o uso.

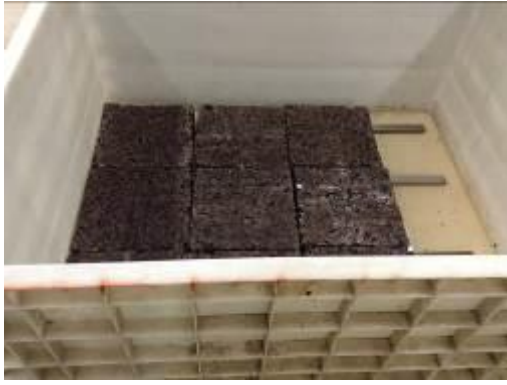


Figura 32: Ensaio de absorção por capilaridade



Figura 33: Ensaio de permeabilidade ao vapor de água



Figura 34: Ensaio em curso com câmara higrotérmica aplicada sobre sistema ETICS com ICB



Figura 35: Aspeto de um dos sistemas analisados após ciclos higrotérmicos

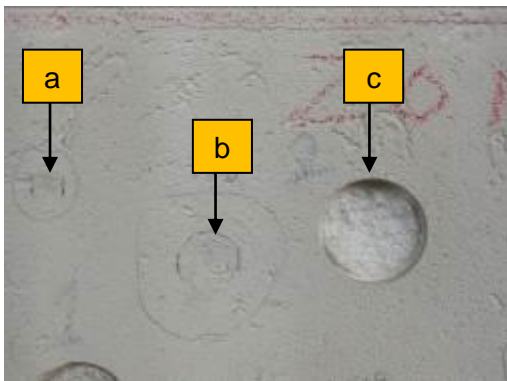


Figura 36: Ensaio de 3 J (a), 10 J (b) e Carote recolhida após ensaio de aderência sistema com EPS (c)

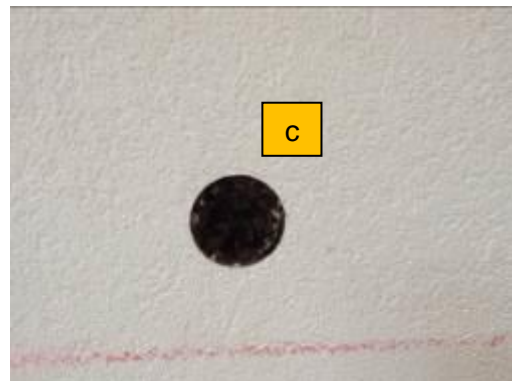


Figura 37: Carote recolhida após ensaio de aderência em sistema com ICB (c)

Tabela 25: Funções e características dos componentes dos sistemas analisados

Sistemas	Isolante térmico	Redes	Provetes pequenos dos sistemas		Sistemas sujeitos a ciclos higrótérmicos	
			Absorção de água 1 h (kg/m <sup>2</sup> )	Permeabilidade ao vapor de água (camada de ar de difusão equivalente) Sd (m)	Aderência do isolante ao suporte (N/mm <sup>2</sup> e Padrão de rotura)	Categorias
A	ICB	2R	0,80	–	0,12 / PR:C	I
		2R + AA	0,73	1,49	0,15 / PR:C	II
	EPS	2R	0,17	–	0,22 / PR:C	II
		2R + AA	0,08	1,42	0,21 / PR:C	I
B	ICB	1R	0,07	–	0,11 / PR:C	II
		2R	–	–	0,11 / PR:A/C	I
		1R + AA	0,06	1,03	0,12 / PR:C	II
		2R + AA	–	–	0,12 / PR:A/C	II
	EPS	1R	0,04	–	0,19 / PR:C	I
		2R	–	–	0,15 / PR:C	II
		1R + AA	0,04	1,03	0,16 / PR:C	II
		2R + AA	–	–	0,16 / PR:C	II
C	ICB	2R	0,10	–	0,11 / PR:A/C	III
		2R + AA	0,03	0,44	0,10 / PR:A/C	II
	EPS	2R	0,20	–	0,14 / PR:C	III
		2R + AA	0,03	0,44	0,18 / PR:C	III

**Legenda:**

Sistema A (camada de base com base em cimento): 2R – rede 160 e 343 g/m<sup>2</sup> e A – acabamento.

Sistema B (camada de base com base em cimento): 1R – rede 330 g/m<sup>2</sup> e 2R – rede 330 e 330 g/m<sup>2</sup> e A – acabamento.

Sistema C (camada de base com base em cimento): 2R – rede 376 e 376 g/m<sup>2</sup>, A – acabamento.

PR (Padrão de rotura): PR: A – Rotura Adesiva (no plano revestimento – isolante) e PR: C – rotura coesiva no seio do isolante.

Categoria I – Aplicável em zonas acessíveis ao público e expostas a choques fortes, mas não sujeitas a uso indevido;

Categoria II – Aplicável em zonas de acesso limitado ou em zonas públicas acima de 2 m da base da parede.

**a) Absorção de água por capilaridade****i. Camada de base**

Os provetes do sistema B apresentam valores muito baixos de absorção de água por capilaridade, independentemente do isolante e do acabamento. No sistema C, verificou-se uma absorção de água por capilaridade um pouco superior para o sistema com EPS; enquanto o sistema A apresenta sempre absorção de água superior aos outros, embora a diferença seja maior quando o isolante é o ICB.

**ii. Acabamento**

Todos os provetes dos sistemas com acabamentos aplicados sobre as respetivas camadas de base armadas apresentaram menores valores médios de absorção de água por capilaridade, em relação aos provetes dos respetivos sistemas sem acabamento, independentemente dos outros componentes; excetua-se o sistema B com EPS que obteve o mesmo valor, com e sem acabamento.

### **iii. Isolante térmico**

Nos sistemas B e C não há alteração significativa do valor de absorção de água entre os isolantes EPS e ICB. No entanto, no caso do sistema A (aquele cuja camada de base demonstra ser mais absorvente), a absorção do sistema é superior nas variantes com ICB.

#### **b) Permeabilidade ao vapor de água**

##### **i. Camada de base e Acabamento**

De todos os sistemas, o que apresenta a menor espessura de camada de ar de difusão equivalente ( $S_d$ ), e portanto maior permeabilidade ao vapor de água é o Sistema C.

Nota: Este valor é obtido só para o revestimento, não dependendo portanto do isolante térmico.

#### **c) Aderência da camada de base ao isolante**

##### **i. Camada de base**

O sistema A apresenta valores de aderência sempre superiores aos sistemas B e C, independentemente das outras variáveis do sistema.

##### **ii. N° de redes**

De uma forma geral, nos vários sistemas, a incorporação de uma rede adicional não altera o valor da aderência; no entanto, em alguns casos surgiram determinações com padrão de rotura adesiva (PR: A).

##### **iii. Acabamento**

De uma forma geral, a aplicação dos acabamentos sobre camada de base nos diversos sistemas não alterou significativamente os valores da aderência.

##### **iv. Isolante térmico**

Em todos os sistemas a aderência é ligeiramente superior nas variantes com EPS em relação às variantes com ICB. No entanto, todos os valores obtidos cumprem as exigências do Guia.

#### **d) Ensaio de choque e perfuração - categorias**

##### **i. Camada de base**

O sistema A evidenciou, de um modo geral, melhor resistência ao choque e à perfuração, apresentando variantes com categoria I para os dois isolantes.

Por outro lado, o sistema C apresenta as piores características, atingindo apenas categoria III, ou, na melhor das hipóteses, II.

##### **ii. N° de redes**

Nos sistemas analisados não foi possível comprovar uma tendência constante para melhoria da categoria de resistência ao choque e à perfuração com a introdução de uma segunda rede.

##### **iii. Acabamento**

O acabamento pode melhorar a resistência ao choque e à perfuração, mas pode também piorar essa característica, dependendo do sistema, não parecendo portanto ter uma influência bem definida.

##### **iv. Isolante térmico**

De um modo geral, a resistência ao choque e à perfuração, não depende do isolante. As variações de categoria que se observam em alguns casos não são sempre no mesmo sentido e resultam de pequenas variações de valores que já se encontravam na fronteira entre duas categorias.

## **Conclusões**

A utilização do aglomerado de cortiça como camada de isolamento térmico em sistemas de ETICS tem diversas vantagens em relação a outros sistemas, tais como: a melhoria do isolamento sonoro a sons aéreos [3], a facilidade de reutilização e de reciclagem e ainda o facto de os ETICS com ICB apresentarem maior atraso térmico que outras soluções, contribuindo assim para um maior conforto térmico [5].

Foi efetuada uma campanha experimental que permitiu analisar o desempenho de três sistemas ETICS com ICB e de outros três diferindo desses apenas por terem isolante EPS. Esta análise permitiu comparar a influência dos diversos componentes através de uma análise paramétrica e, em particular, avaliar o impacto da utilização do isolante ICB no desempenho deste tipo de sistemas.

Os resultados mostram que a absorção de água é influenciada principalmente pela camada de base e pelo acabamento, o que indica que o acabamento constitui uma barreira de proteção à penetração de água, evitando a diminuição das características térmicas do isolante. Quando o sistema de revestimento tem menor desempenho, esta característica pode também ser influenciada pelo isolante térmico. A permeabilidade ao vapor de água é condicionada pelo conjunto camada de base - acabamento. Verificou-se também que a aderência depende essencialmente da camada de base e do isolante térmico. Concluiu-se ainda que o comportamento ao choque e à perfuração é condicionado, principalmente, pela camada de base do sistema.

Verifica-se que os ETICS com isolante térmico de cortiça expandida permitem a verificação dos principais requisitos estabelecidos no Guia da EOTA ETAG 004 [7], garantindo um desempenho adequado dos sistemas. Realça-se, contudo, que este desempenho varia com diversos fatores, nomeadamente com cada um dos constituintes do sistema, sendo necessário fazer o estudo do sistema completo, caso a caso. Esta análise paramétrica permitiu verificar que é importante, nos sistemas com cortiça, a camada de base e o acabamento terem bom comportamento à água, para que o isolante térmico depois não vá influenciar negativamente o seu desempenho.

## Referências

- [1] C. Araújo, M. Almeida and L. Bragança: *Analysis of some Portuguese thermal regulation parameters*, Energy and Buildings, 58, 141–150 (2013).
- [2] UCP, *Atlas da Habitação de Portugal, Instituto da Habitação e da Reabilitação Urbana* (2007).
- [3] M. R. Veiga, S. Malanho: *Isolamento e impermeabilização de fachadas: contribuição dos revestimentos*, Construção Magazine n.º 54 – Isolamento e Impermeabilização. Págs. 22 a 25, maio (2013).
- [4] M. R. Veiga, S. Malanho: *Sistemas Compósitos de Isolamento Térmico pelo Exterior (ETICS): Comportamento global e influência dos componentes*, Atas do APFAC 2010, 3.º Congresso Português de Argamassas de Construção, Lisboa: LNEC, 18 e 19 março (2010).
- [5] I. Simões, N. Simões, and A. Tadeu: *Thermal delay simulation in multilayer systems using analytical solutions*, Energy & Buildings, Elsevier B.V., 49, 631–639, (2012)
- [6] L. Gil *et al*: *Ciência e Engenharia de Materiais de Construção – Cortiça. Coleção Ensaio da Ciência e da Tecnologia. IST Press, ISBN 978-989-8481-17-7, Lisboa, novembro (2012).*
- [7] EUROPEAN ORGANIZATION FOR TECHNICAL APPROVALS (EOTA): *Guideline for European Technical Approval of External Thermal Insulation Composite Systems with Rendering*, ETAG 004, EOTA, Brussels, February (2013).
- [8] LNEC: *Curso de revestimentos de paredes*, Lisboa: LNEC (1995).
- [9] C. Pina-Santos e L. Matias.: *Coefficientes de transmissão térmica de elementos da envolvente dos edifícios*, Lisboa: LNEC, (2008).
- [10] J. Vasconcelos Paiva, J. Aguiar, A. Pinho, (coordenadores): *Guia Técnico de Reabilitação Habitacional*, Lisboa, INH/LNEC, dezembro (2006).
- [11] M. R. Veiga, S. Malanho: *Regras para a Concessão de uma Aprovação Técnica Europeia (ETA) de Sistemas Compósitos de Isolamento Térmico pelo Exterior (ETICS)*, Lisboa: LNEC, setembro, Relatório n.º 280/2009 – NRI, (2009).

## Physical and mechanical properties of mortars with incorporation of phase change materials

CUNHA Sandra<sup>1,a</sup>, AGUIAR José<sup>1,b</sup>, FERREIRA Victor<sup>2,c</sup>, TADEU António<sup>3,d</sup>  
and GARBACZ Andrzej<sup>4,e</sup>

<sup>1</sup>University of Minho, Campus de Azurém, 4800-058 Guimarães, Portugal

<sup>2</sup>University of Aveiro, Campus Universitário de Santiago, 3810-193 Aveiro, Portugal

<sup>3</sup>University of Coimbra, Rua Luís Reis Santos - Pólo II da Universidade, 3030-788 Coimbra, Portugal

<sup>4</sup>Warsaw University of Technology, Pl. Politechniki 1, 00-661 Warszawa, Poland

<sup>a</sup>sandracunha86@gmail.com, <sup>b</sup>aguiar@civil.uminho.pt, <sup>c</sup>victorf@ua.pt, <sup>d</sup>tadeu@dec.uc.pt,  
<sup>e</sup>a.garbacz@il.pw.edu.pl

**Key-Words:** Phase Change Materials, Mortars, Physical and Mechanical Properties.

**Abstract.** In a society with a high growth rate and increased standards of comfort arises the need to minimize the currently high energy consumption by taking advantage of renewable energy sources. The mortars with incorporation of phase change materials (PCM) have the ability to regulate the temperature inside buildings, contributing to the thermal comfort and reduction of the use of heating and cooling equipment, using only the energy supplied by the sun. However, the incorporation of phase change materials in mortars modifies its characteristics. The main purpose of this study was the production and characterization in the fresh and hardened state of mortars with incorporation of different contents of PCM in mortars based in different binders. The binders studied were aerial lime, hydraulic lime, gypsum and cement. For each type of binder, different mortars were developed with different content of PCM. The proportion of PCM studied was 0%, 20%, 40% and 60% of the mass of the sand. It was possible to observe that the incorporation of PCM in mortars caused differences in properties such as workability, microstructure, compressive strength, flexural strength and adhesion.

### Introduction

Currently, there is a huge concern about the high energy consumption, verified in the residential sector associated with heating and cooling needs of buildings. Thus, it becomes imperative to implement constructive solutions that increase energy efficiency in buildings. The incorporation of phase change (PCM) materials in mortars appears as a possible solution to minimize this problem, since it allows reducing the frequency of temperatures fluctuations, keeping them closer to the desired temperature range for a longer period. The study of mortars with incorporation of PCM has been a target of study and interest for the scientific community.

Some studies have been published incorporating PCM in construction products. The incorporation of phase change materials in gypsum plasterboard has been the subject of several studies performed, due to its low cost and various possibilities of application [1-4]. Darkwa et al. [3], investigated the behaviour of two solutions with incorporation of PCM in gypsum plasterboard. In one side the plasterboard used had 12 mm of thickness, all impregnated with PCM in order to compare with another situation in which they applied single plasterboards with 10 mm of thickness, covered by PCM laminate with 2 mm. The amount of PCM incorporated in both cases was the same. The results showed that the use of PCM laminate is more efficient since it contributed to an increase in the minimum temperature. However, other solutions had also been developed like alveolar PVC panels with PCM macroencapsulated, blocks and bricks [5-6]. Cabeza et al. [5], constructed and



monitored the behaviour of concrete test cells, with and without addition of 5% of PCM microcapsules. The incorporation of PCM was made in the concrete used on the roof and south and west walls. During the summer and without ventilation a decrease in maximum temperature and a time lag of about 2 hours were recorded.

The incorporation of PCM in mortars based on aerial lime has already been developed by this research group [7-9]. However, the incorporation of PCM in mortars has been limited to mortars based on aerial lime and gypsum.

The main objective of this work was the development and characterization of mortars with PCM incorporation based in different binders. Twenty seven mortars based on different binders and including different contents of PCM were developed. Their physical and mechanical properties were evaluated, such as workability, microstructure, compressive strength, flexural strength and adhesion.

## **Phase Change Materials**

Phase change materials possess the capability to alter its own state as function of the environmental temperature [10]. In other words, when the surrounding environmental temperature of PCM increases until the materials fusion point, it suffers a change from a solid state to a liquid state, absorbing and storing the heat energy from the environment. On the other hand when the temperature decreases until the PCM solidification point, the material alters from the liquid state to solid state, releasing the previously stored energy to the environment. This application could be made in coating mortars of buildings, with advantage in the passive regulation of internal temperature with increase of thermal inertia [11].

The PCM must be encapsulated, for its correct use, otherwise during the liquid phase there is a possibility that it moves from the original area of application. There are two main forms of encapsulation, macroencapsulation and microencapsulation. The macroencapsulation is based in the introduction of PCM into tubes, panels or other large containers. It is usually done in containers with more than 1 cm in diameter and presents a better compatibility with the material, improving the handling in construction [5]. The microencapsulation of phase change material consists on covering the material particles, with a material, usually a polymer, commonly known capsule, with dimensions between 1  $\mu\text{m}$  to 60  $\mu\text{m}$ . The polymer used could be polymethylmethacrylate, polyuria or polyurethane and should respond at some demands of operation, as high heat transfer. The microcapsules can be spherical or asymmetric and with variable shape. The advantage of this encapsulation process is the improvement of heat transfer, through its large surface area [5, 12].

In 1983 emerged the first classification of substances used for thermal storage. These are classified as organic, inorganic and eutectic mixtures. Organic materials can be non-paraffinic or paraffinic. Usually, they have congruent phase changes without degradation. The inorganic materials are classified as hydrated salts and metals. The eutectic mixtures result from the combination of two or more compounds of organic and/or inorganic nature. By this way, it is possible to correspond to the need of more suitable transition temperatures for the demands [5, 13].

The incorporation of PCM microcapsules in mortars brings social, economic and environmental benefits, demonstrating a significant contribution to a construction with a higher value of sustainability. The social benefits derive from the thermal comfort increase inside buildings, given that nowadays this is an important requirement and frequently demanded by buyers and potential sellers as an important decision parameter. The increase of thermal comfort is achieved by the thermal capacity of the PCM, allowing store and release of energy, keeping the interior temperature sensibly constant, or at least with less variation. The environmental aspect concerns the fossil fuels depletion, given that this technology aims at maintaining constant temperatures inside the building, consequently leading to a decrease on air conditioning equipment usage. The economic benefit is related to the technology adequacy and implementation costs. These should be supported and easily amortized by the user. It may also be noted that the economic benefits of reduced energy consumption and lag times for lower demand, are evident and can be achieved with the use of PCM.

## Materials, compositions and fabrication

**Materials.** The selection of the materials took in account previous works [7-9]. In order to understand the influence of adding PCM in mortars were developed mortars for interior coating based on the following binders: aerial lime, hydraulic lime, gypsum and cement. The aerial lime used has a purity of 90% and density of  $2450 \text{ kg/m}^3$ . The gypsum used is a traditional one, with high fineness and density of  $2740 \text{ kg/m}^3$ . The hydraulic lime was a natural lime (NHL5) with density of  $2550 \text{ kg/m}^3$ . Were also used two types of cement: CEM II B-L 32.5N and CEM I 42.5R with density of  $3030 \text{ kg/m}^3$ .

The PCM used is composed of a wall in melamine-formaldehyde and a core in paraffin (Figure 1), with temperature transition of about  $22.5 \text{ }^\circ\text{C}$  and enthalpy of  $147.9 \text{ kJ/kg}$ . These exhibit a transition temperature of  $24 \text{ }^\circ\text{C}$  in the heating cycle and  $21 \text{ }^\circ\text{C}$  in the cooling cycle. The dimensions of PCM microcapsules granulometry tests were performed, using a laser particle size analyzer. It was possible to observe a particle size distribution between  $5.8$  to  $339 \text{ }\mu\text{m}$  and an average particle size of  $43.91 \text{ }\mu\text{m}$ .

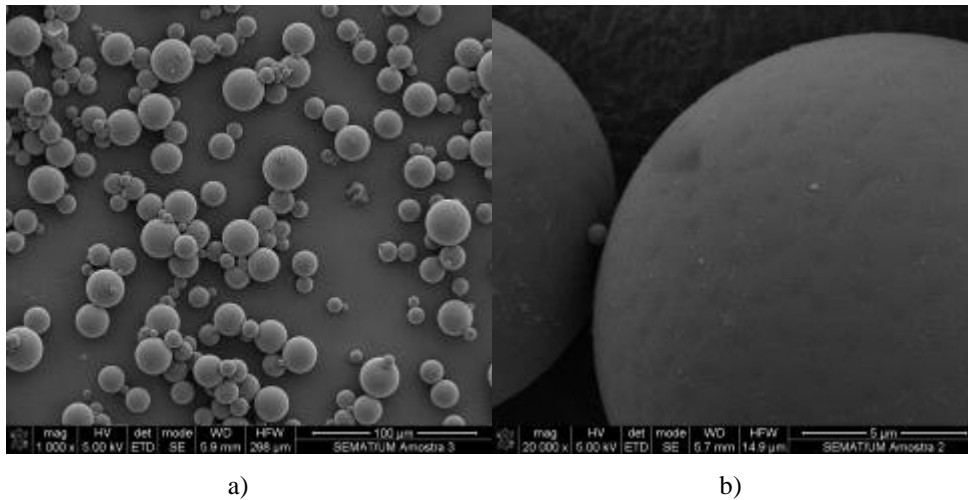


Figure 26: Microscope observation of polymer surface of the microcapsules: a) Enlargement of 1000x, b) Enlargement of 20000x.

The superplasticizer used was a polyacrylate, with a density of  $1050 \text{ kg/m}^3$ . The sand used has an average particle size of  $439.9 \text{ }\mu\text{m}$  and a density of  $2600 \text{ kg/m}^3$ . Finally, the fibers used are synthetic fibers of polyamide, with a length of  $6 \text{ mm}$  and a density of  $1380 \text{ kg/m}^3$ .

**Compositions and fabrication.** In order to develop this study an experimental campaign was considered, with the main goal of characterizing the produced compositions. Twenty seven compositions were developed taking account the future application of the mortar developed in the construction industry. These compositions were evaluated from the fresh state up to 28 days.

The PCM content was fixed in 0%, 20%, 40% and 60% of mass of aggregate. In order to overcome some of the problems related with the mortar shrinkage and consequent cracking, polyamide fibers and superplasticizer were incorporated.

The mixture procedure and specimens preparation for the compression and flexural tests were performed in accordance with the standard EN 1015-11 [14]. For each composition, 3 prismatic specimens with  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$  were prepared. Regarding the adhesion tests, the mixture procedure and specimens preparation was performed in accordance to the standard EN 1015-12 [15]. For each studied composition 5 circular test areas with a diameter of  $50 \text{ mm}$  were prepared. After their preparation all the specimens were stored during 7 days in polyethylene bags and subsequently placed in the laboratory at regular room temperature (about  $22^\circ\text{C}$ ) during 21 days. The observation of the microstructure of developed mortars was performed using a scanning electron microscope. For each composition 2 cylindrical specimens with diameter and height of approximately  $1 \text{ cm}$  were prepared.

The studied compositions are presented in Table 1. The study used compositions with different contents of PCM and different binders.

## Test results and discussion

**Workability.** The workability tests were performed with the main goal of verifying the adequacy of application of the developed mortars. The tests were performed based on the flow table method stated by the European standard EN 1015-3 [16]. The resulting value within the test was only considered when between 200-220 mm.

According to Figure 2 it was possible to verify changes in the amount of water added to the mortars with the incorporation of PCM microcapsules.

It was possible to verify an increase in water/binder ratio with the incorporation of PCM microcapsules. The incorporation of 20% of PCM microcapsules causes an increase in the amount of water of about 5%. However, the incorporation of higher contents of PCM leads to a greater increase into water requirement. This can be explained by the reduced particle dimension of the used PCM and by the water absorption of the polymeric wall of the microcapsule.

Thus, it was possible to verify that the gypsum based mortars present higher ratios of water/binder and that the aerial lime based mortars exhibit lower contents of water.

Table 27: Mortars formulation (kg/m<sup>3</sup>).

Composition	Binder		Sand	PCM	SP	Fibers	Water/Binder
AL500-0PCM	Aerial Lime	500	1447.2	0	15	0	0.45
AL500-20PCM	Aerial Lime	500	893.4	178.7	15	0	0.47
AL500-40PCM	Aerial Lime	500	597.8	239.1	15	0	0.56
AL500-60PCM	Aerial Lime	500	456.3	273.8	15	0	0.59
AL600-40PCM	Aerial Lime	600	550.5	220.2	18	0	0.46
AL700-40PCM	Aerial Lime	700	485.3	194.1	21	0	0.41
AL800-40PCM	Aerial Lime	800	451.2	180.5	24	0	0.34
AL800-40PCM-F	Aerial Lime	800	425.2	170.1	24	8	0.36
HL500-0PCM	Hydraulic lime	500	1351.1	0	15	0	0.54
HL500-20PCM	Hydraulic lime	500	841.1	168.2	15	0	0.55
HL500-40PCM	Hydraulic lime	500	571.6	228.6	15	0	0.62
HL500-40PCM-F	Hydraulic lime	500	567.2	226.9	15	5	0.62
HL500-60PCM	Hydraulic lime	500	431.0	258.6	15	0	0.66
C32.5N500-0PCM	CEM II B-L 32.5N	500	1418.8	0	15	0	0.55
C32.5N500-20PCM	CEM II B-L 32.5N	500	924.5	184.9	15	0	0.51
C32.5N500-40PCM	CEM II B-L 32.5N	500	644.3	257.7	15	0	0.56
C32.5N500-40PCM-F	CEM II B-L 32.5N	500	622.2	248.8	15	5	0.59
C32.5N500-60PCM	CEM II B-L 32.5N	500	488.3	292.9	15	0	0.60
C42.5R500-0PCM	CEM I 42.5R	500	1470.8	0	15	0	0.51
C42.5R500-20PCM	CEM I 42.5R	500	924.5	184.9	15	0	0.51
C42.5R500-40PCM	CEM I 42.5R	500	632.4	252.9	15	0	0.58
C42.5R500-60PCM	CEM I 42.5R	500	483.6	290.2	15	0	0.61
G500-0PCM	Gypsum	500	1360.4	0	15	0	0.56
G500-20PCM	Gypsum	500	830.6	166.1	15	0	0.59
G500-40PCM	Gypsum	500	540.1	216.0	15	0	0.70
G500-40PCM-F	Gypsum	500	535.8	214.3	15	5	0.70
G500-60PCM	Gypsum	500	396.9	238.1	15	0	0.76

The incorporation of fibers in the mortars with PCM did not cause significant changes in the amount of water added to the mortar, however there was a slight reduction in the flow diameter obtained.

**Flexural and compressive behaviour.** The flexural and compressive behaviour was determined based in the standard EN 1015-11. The flexural tests were performed with load control at a speed of 50N/s. Compressive tests were realized through the application of a load on the specimen with resource to a metallic piece, rigid enough to make the vertical load uniform. The specimens used for

the test were the half parts resulting from the flexural test. The compressive tests were performed with a load control at a speed of 150N/s.

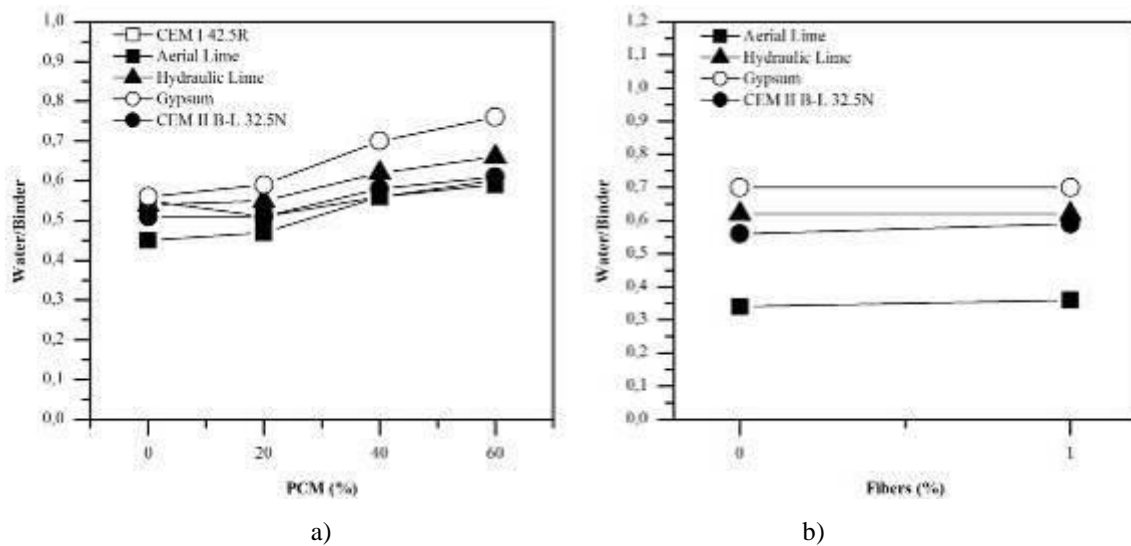


Figure 2: Workability: a) Variation with PCM content, b) Variation with fibers content.

According to the results (Figure 3) it was possible to observe a decrease in mechanical properties caused by the introduction of PCM microcapsules.

Concerning the flexural strength, the incorporation of 20% of PCM microcapsules resulted in a decrease of flexural superior to 23%, with exception of cement CEM II 32.5N B-L based mortars which decrease only about 3%.

Regarding the compressive strength, all tested binders showed also a significant decrease with the incorporation of PCM. The incorporation of 20% of PCM microcapsules revealed a decrease in the compressive strength at least 37% when compared to the reference mortar.

The binder which presented lower losses of flexural and compressive strength was the cement CEM II 32.5N B-L. In contrast, the binder which showed higher sensitivity to the incorporation of PCM microcapsules and consequently higher losses in the mechanical properties was the aerial lime.

This behaviour can be justified by the increase of water/binder ratio caused by the introduction of a higher content of PCM which caused higher porosity in mortars.

The incorporation of polyamide fibers in mortars (Figure 4) led to an increase in the flexural strength of about 51% for aerial lime based mortars. The mortars based on hydraulic lime, gypsum and cement did not show any influence associated with this addition. The improvement observed essentially for aerial lime based mortars is related to the capacity of fibers to oppose the formation of cracks. This can be due to high quantity of binders into these mortars.

Concerning the compression strength, it was possible to verify a significant increase in aerial lime based mortars. The remaining binders showed a residual decrease in the compressive strength. In these cases it was possible consider that the incorporation of polyamide fibers was not beneficial.

In order to evaluate the influence of the presence of PCM in the compression strength classification, the mortars were classified according to standard NP EN 998-1 (Table 2) [17]. It was verified that the incorporation of PCM resulted in a lower classification, with the exception of cement based mortars which always correspond to the maximum class (CSIV). Nevertheless this binder still resulted in a decrease in the total compressive strength.

**Microstructure observations.** Tests using the electron microscope were performed in order to evaluate the existence of possible incompatibilities between the different materials present in the mortars.

It was possible to observe a good connection between the different materials evidenced by the absence of cracks in the microstructure of the developed mortars.

Figure 5 shows the microstructure of aerial lime based mortars without PCM and with incorporation of 40% of PCM. However, these mortars exhibit some cracks caused by high shrinkage (Figure 6), which can justify the low mechanical strength observed in this type of mortars.

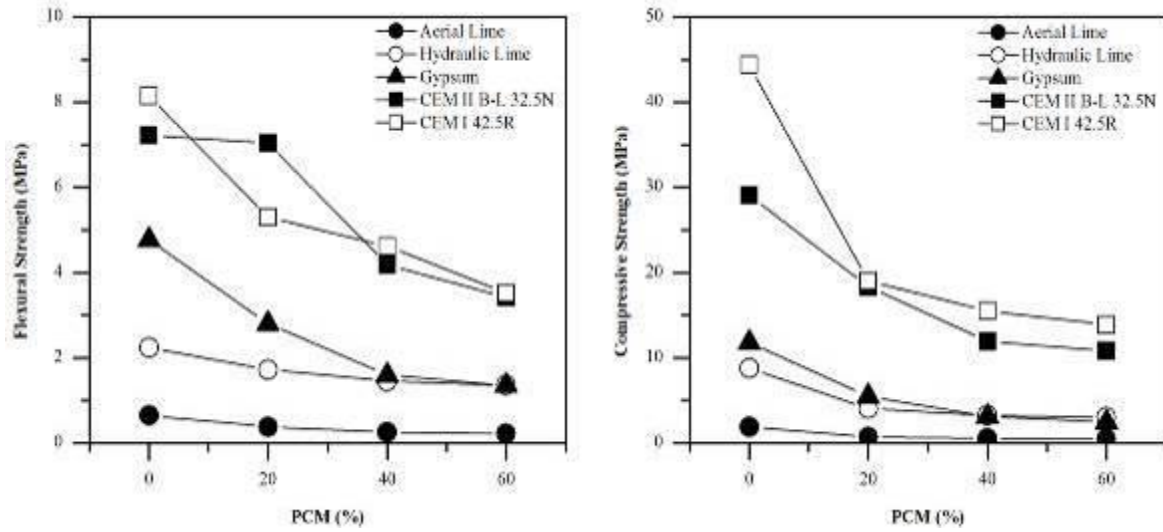


Figure 3: Flexural and compressive behaviour in mortars with incorporation of PCM.

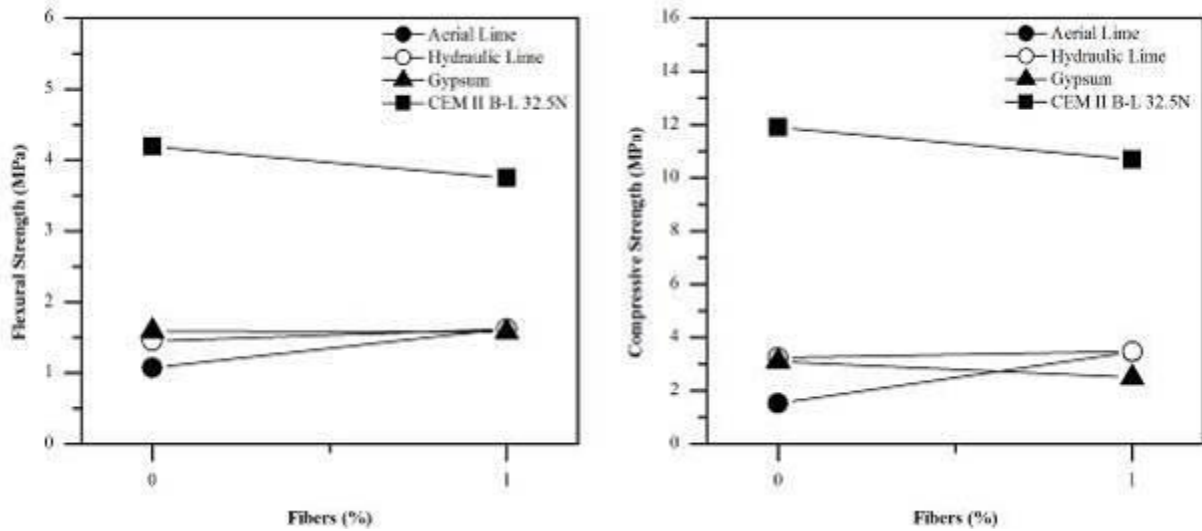


Figure 4: Flexural and compressive behaviour in PCM mortars with incorporation of fibers.

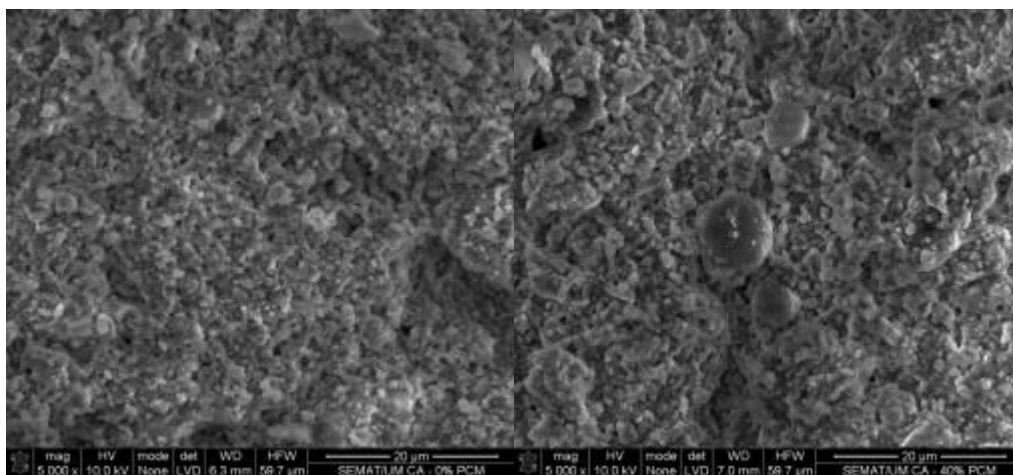
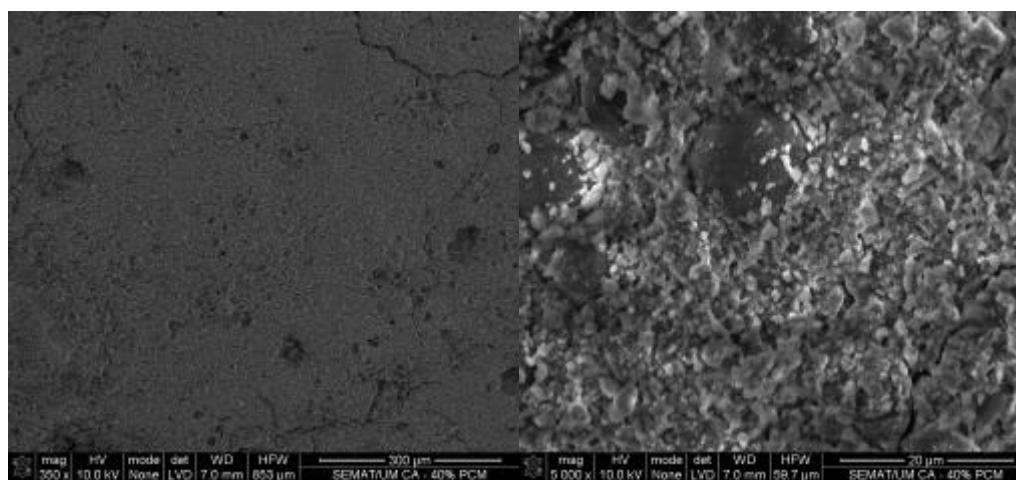


Figure 5: Microstructure of aerial lime based mortars: a) Mortar without incorporation of PCM microcapsules, b) Mortar with incorporation of 40% of PCM microcapsules.

Table 2: Classification of mortars according to standard NP EN 998-1:2010.

Composition	Binder	Compression Strength [MPa]	Classification NP EN 998-1:2010
CA500-0PCM	Aerial Lime	1.90	CS II
CA500-20PCM	Aerial Lime	0.68	CS I
CA500-40PCM	Aerial Lime	0.51	CS I
CA500-60PCM	Aerial Lime	0.45	CS I
CA600-40PCM	Aerial Lime	1.09	CS I
CA700-40PCM	Aerial Lime	1.18	CS I
CA800-40PCM	Aerial Lime	1.53	CS II
CA800-40PCM-F	Aerial Lime	3.46	CS II
CH500-0PCM	Hydraulic lime	8.76	CS IV
CH500-20PCM	Hydraulic lime	4.04	CS III
CH500-40PCM	Hydraulic lime	3.24	CS II
CH500-40PCM-F	Hydraulic lime	3.48	CS II
CH500-60PCM	Hydraulic lime	2.99	CS II
C32.5N500-0PCM	CEM II B-L 32.5N	29.05	CS IV
C32.5N500-20PCM	CEM II B-L 32.5N	18.34	CS IV
C32.5N500-40PCM	CEM II B-L 32.5N	11.91	CS IV
C32.5N500-40PCM-F	CEM II B-L 32.5N	10.69	CS IV
C32.5N500-60PCM	CEM II B-L 32.5N	10.81	CS IV
C42.5R500-0PCM	CEM I 42.5R	44.40	CS IV
C42.5R500-20PCM	CEM I 42.5R	19.01	CS IV
C42.5R500-40PCM	CEM I 42.5R	15.50	CS IV
C42.5R500-60PCM	CEM I 42.5R	13.90	CS IV
G500-0PCM	Gypsum	11.78	CS IV
G500-20PCM	Gypsum	5.48	CS III
G500-40PCM	Gypsum	3.10	CS II
G500-40PCM-F	Gypsum	2.49	CS II
G500-60PCM	Gypsum	2.42	CS II



a)

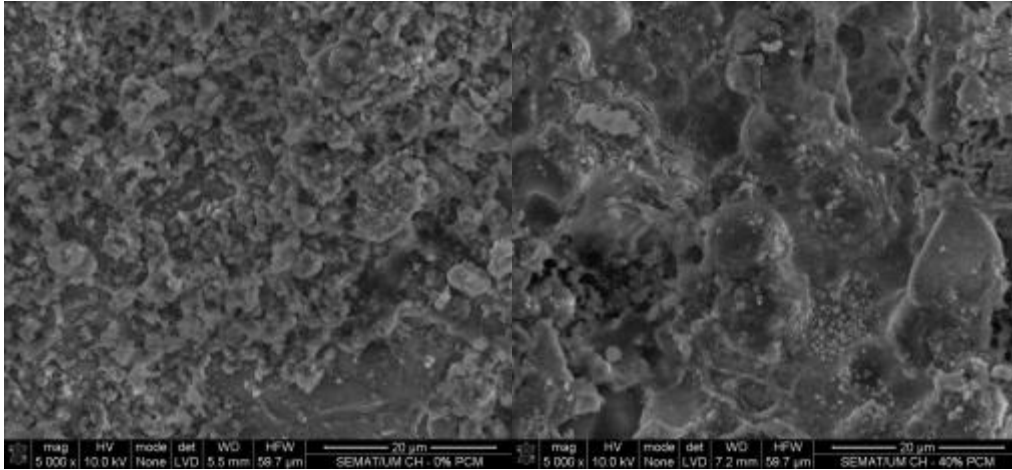
b)

Figure 6: Cracking caused by shrinkage in the aerial lime based mortars: a) Enlargement of 350x, b) Enlargement of 20000x.

According to Figure 7 it was possible to verify a good interaction between different materials present in the hydraulic lime based mortars.

Figure 8 show the microstructure of gypsum based mortars. It was possible to verify a change in the microstructure. However, it was possible to observe a good interaction between different materials.

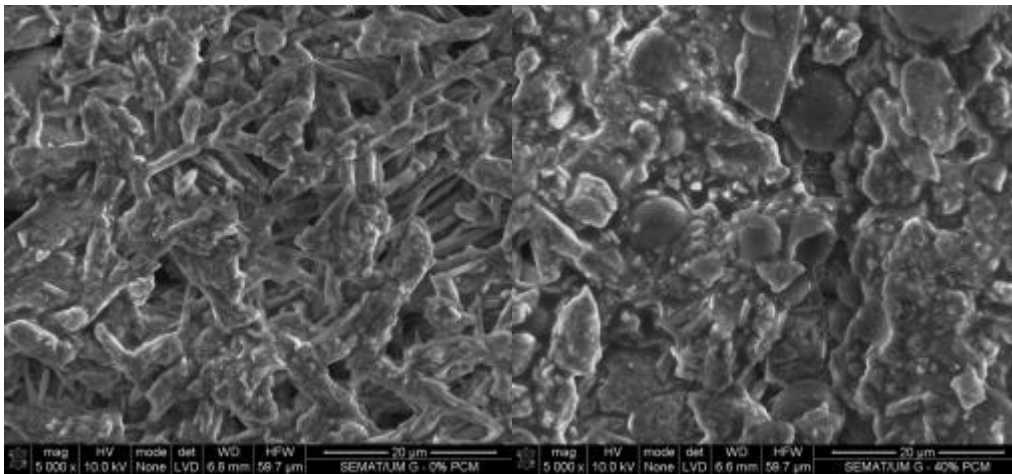
Figure 9 and 10 show the microstructure of cement CEM II B-L 32.5N based mortars and cement CEM I 42.5R based mortars, evidencing again a good interaction between the various constituents of the mortar.



a)

b)

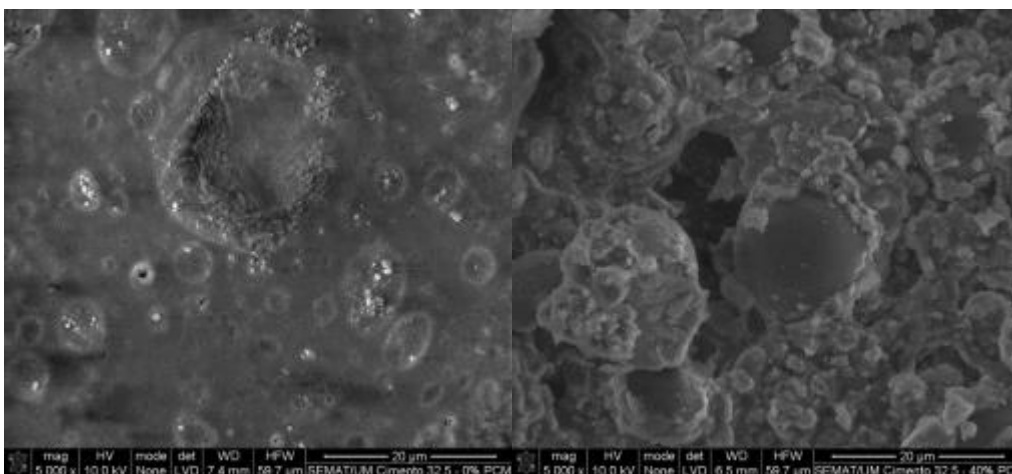
Figure 7: Microstructure of hydraulic lime based mortars: a) Mortar without incorporation of PCM microcapsules, b) Mortar with incorporation of 40% of PCM microcapsules.



a)

b)

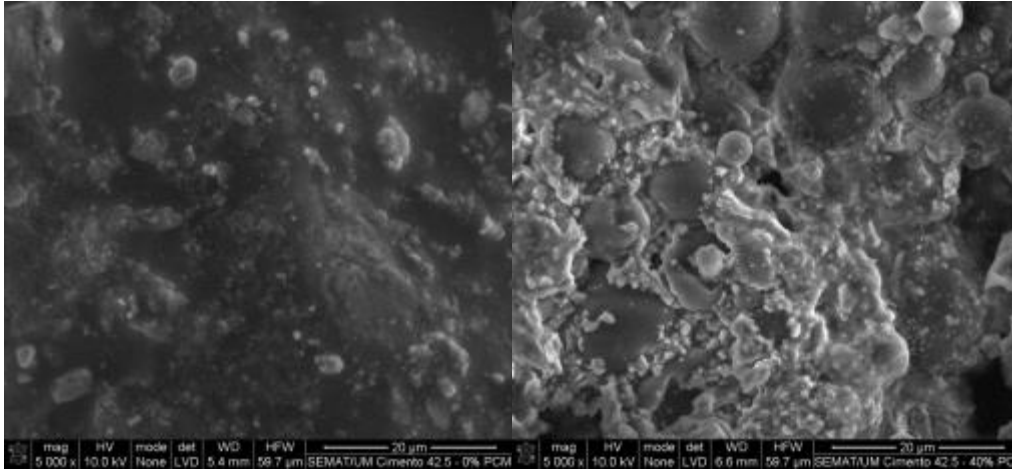
Figure 8: Microstructure of gypsum based mortars: a) Mortar without incorporation of PCM microcapsules, b) Mortar with incorporation of 40% of PCM microcapsules.



a)

b)

Figure 9: Microstructure of cement CEM II B-L 32.5N based mortars: a) Mortar without incorporation of PCM microcapsules, b) Mortar with incorporation of 40% of PCM microcapsules.



a) b)

Figure 10: Microstructure of cement CEM I 42.5R based mortars: a) Mortar without incorporation of PCM microcapsules, b) Mortar with incorporation of 40% of PCM microcapsules.

**Adhesion.** The adhesion tests were performed based on the standard EN 1015-12. It was possible to estimate the adhesion of mortar at 28 days, when applied to a ceramic substrate frequently used in the construction industry to perform masonry. The tests were performed only for the reference compositions (0% PCM) and those with incorporation of 40% of PCM and 1% of polyamide fibers, since the compositions with incorporation of 40% of PCM and without addition of fibers showed cracks in surface related to shrinkage, making impossible to perform these tests.

According Figure 11 and Table 3 it was possible observe a decrease in adhesion with the incorporation of PCM microcapsules. The incorporation of 40% PCM leads to a decrease in the value of adhesion of about 33%.

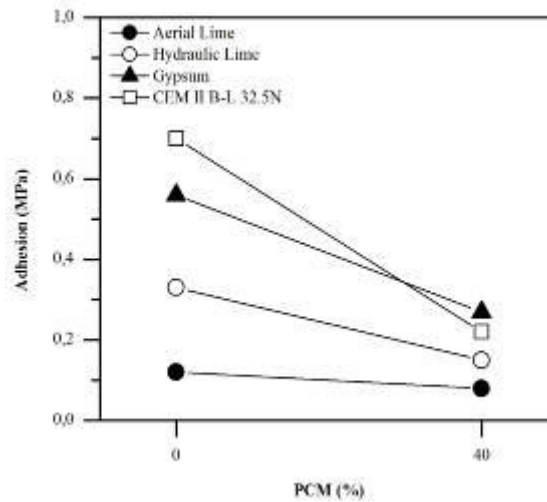


Figure 11: Adhesion of developed mortars.

Table 3: Adhesion strength of mortars.

Composition	Binder	Adhesion [MPa]
CA500-0PCM	Aerial Lime	0.12
CA800-40PCM-F	Aerial Lime	0.08
CH500-0PCM	Hydraulic Lime	0.33
CH500-40PCM-F	Hydraulic Lime	0.15
C32.5N500-0PCM	CEM II B-L 32.5N	0.70
C32.5N500-40PCM-F	CEM II B-L 32.5N	0.22
G500-0PCM	Gypsum	0.56
G500-40PCM-F	Gypsum	0.27



## Conclusion

Based on the obtained results, it can be concluded that the incorporation of phase change material in mortars for coating building interiors causes significant changes in their properties in fresh and hardened state. Regarding workability, it was verified that the incorporation of PCM caused an increase in the amount of water added to the mortar in order to give a suitable workability. This increase in the ratio water/binder is related to the fineness characteristics of PCM, requiring more water to obtain a homogeneous mortar. On the other hand, the study of mechanical strength (flexural strength, compressive strength and adhesion) showed a decrease with the incorporation of PCM. This phenomenon is a consequence of the presence of a larger amount of water, which leads to a higher porosity in mortars leading to decrease in the mechanical strengths. However, it was possible to obtain mortars classified at least as CSII for all the binders.

So, the incorporation of PCM microcapsules in mortars can be seen as a viable solution for applications in the construction industry. Thus, it is possible to conclude that incorporating the PCM mortar can be performed successfully. Mortars with higher performance can be obtained using a higher content of binder, superplasticizer, while the inclusion of fibers can solve problems related to high shrinkage. All these procedures can be performed so as to provide an adequate workability to mortars and a similar aspect to the traditional mortars used in the construction industry.

## References

- [1] A. Athienitis, C. Liu, D. Hawes, D. Banu and D. Feldman: *Build Environ* Vol. 32 (1997), p. 405.
- [2] L. Shilei, Z. Neng and F. Guohui: *Energy Build* Vol. 38 (2006), p. 18.
- [3] K. Darkwa, P. O'Callaghan and D. Tetlow: *Appl Energy* Vol. 83 (2006), p. 425.
- [4] P. Schossig, H. Henning, S. Gschwander and T. Haussmann: *Sol Energy Mater Sol Cells* Vol. 89 (2005), p. 297.
- [5] L. Cabeza, A. Castell, C. Barreneche, A. Gracia and A. Fernández: *Renew Sustainable Energy Reviews* Vol. 15 (2011), p. 1675.
- [6] M. Ahmad, A. Bontemps, H. Sallée and D. Quenard: *Energy Build* Vol. 38 (2006), p. 673.
- [7] S. Cunha, V. Alves, J. B. Aguiar and V. M. Ferreira: *Cement Wapno Beton* Vol. Special Issue (2012), p. 17.
- [8] S. Cunha, J. B. Aguiar, M. Kheradmend, L. Bragança and V. M. Ferreira: *Restoration of Buildings and Monuments* Vol. 19, N° 2/3 (2013), p. 171.
- [9] S. Cunha, J. B. Aguiar, V. M. Ferreira and A. Tadeu: *Advanced Materials Research* Vol. 687 (2013), p. 255.
- [10] Y. Zhang, G. Zhou, K. Lin, K. Zhang and H. Di: *Build Environ* Vol. 42 (2007), p. 2197.
- [11] B. Zalba, J. Marín, L. Cabeza and H. Mehling: *Appl Therm Eng* Vol. 23 (2003), p. 251.
- [12] V. Tyagi, S. Kaushik, S. Tyagi and T. Akiyama: *Renew Sustainable Energy Reviews* Vol. 15 (2011), p. 1373.
- [13] A. Sharma, V. Tyagi, C. Chen and D. Buddhi: *Renew Sustainable Energy Reviews* Vol. 13 (2009), p. 318.
- [14] European Committee for Standardization (CEN). EN 1015-11:1999. Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar (1999).

- [15]European Committee for Standardization (CEN). EN 1015-12:2000. Methods of test for mortar for masonry - Part 12: Determination of adhesive strength of hardened rendering and plastering mortars on substrates (2000).
- [16]European Committee for Standardization (CEN). EN 1015-3:2004. Methods of test for mortar for masonry - Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table) (2004).
- [17]Instituto Português da Qualidade (IPQ). NP EN 998-1:2013. Especificação de argamassas para alvenarias. Parte 1: Argamassas para rebocos interiores e exteriores (2013).



## Durability of mortars with incorporation of phase change materials

CUNHA Sandra<sup>1,a</sup>, AGUIAR José<sup>1,b</sup>, FERREIRA Victor<sup>2,c</sup>, TADEU António<sup>3,d</sup>  
and GARBACZ Andrzej<sup>4,e</sup>

<sup>1</sup>University of Minho, Campus de Azurém, 4800-058 Guimarães, Portugal

<sup>2</sup>University of Aveiro, Campus Universitário de Santiago, 3810-193 Aveiro, Portugal

<sup>3</sup>University of Coimbra, Rua Luís Reis Santos - Pólo II da Universidade, 3030-788 Coimbra, Portugal

<sup>4</sup>Warsaw University of Technology, Pl. Politechniki 1, 00-661 Warszawa, Poland

<sup>a</sup>sandracunha86@gmail.com, <sup>b</sup>aguiar@civil.uminho.pt, <sup>c</sup>victorf@ua.pt, <sup>d</sup>tadeu@dec.uc.pt,  
<sup>e</sup>a.garbacz@il.pw.edu.pl

**Key-Words:** Durability, Mortars, Phase Change Materials, Freeze-thaw resistance and water absorption.

**Abstract.** The industry of construction is responsible for the high consumption of raw materials, energy and waste production. As such, it becomes imperative to develop and study new constructive solutions with greater sustainable value. The mortars with incorporation of phase change materials (PCM) have the ability to regulate the temperature inside buildings, contributing to the thermal comfort and reduction the use of heating and cooling equipment, using only the energy supplied by the sun. However, the incorporation of phase change materials in mortars modifies its characteristics. The main focus of this study was the durability of mortars with PCM incorporation based in different binders. The binders studied were aerial lime, hydraulic lime, gypsum and cement. For each type of binder, different mortars were developed with different content of PCM. The proportion of PCM studied was 0% and 40% of the mass of the sand. It was possible to observe that the incorporation of PCM in mortars caused differences in properties such as water absorption by capillarity, water absorption by immersion and degradation after freeze-thaw cycles.

### Introduction

In a society increasingly concerned about sustainability and good construction practices it becomes urgent to develop and study new and durable constructive solutions.

The durability of materials is not an intrinsic characteristic, but rather a characteristic related to material performance throughout their life, which itself is subject to some environmental conditions. Thus, it is not possible to generalize the concept of durability, since it must be specified taking into account the environment where the material will be applied [1].

The durability of construction materials is directly related to their sustainability. The most durable materials lead to minor rehabilitation actions, which consequently results in lower consumption of raw materials, energy and waste production. This characteristic of mortars is closely linked to the characteristics of binders and aggregates, the ratio binder/aggregate, content of water, water absorption by capillarity, presence of additives and curing conditions [2].

The scientific community has conducted studies in the framework of the durability of materials. However, the study of the durability of mortars incorporating phase change materials is one of the main knowledge gaps. Therefore, the main objective of this work was the study of the durability of mortars with PCM incorporation based on different binders. Tests were performed in 12 different compositions, evaluating the absorption of water by capillarity, water absorption by immersion and the behaviour during freeze-thaw cycles.

## Phase Change Materials

Phase change materials possess the capability to alter its own state as function of the environmental temperature [3]. In other words, when the surrounding environmental temperature of PCM increases until the materials fusion point, it suffers a change from a solid state to a liquid state, absorbing and storing the heat energy from the environment. On the other hand when the temperature decreases until the PCM solidification point, the material alters from the liquid state to solid state, releasing the previously stored energy to the environment. This application could be made in coating mortars of buildings, with advantage in the passive regulation of internal temperature with increase of thermal inertia [4].

The PCM must be encapsulated for its correct use, otherwise during the liquid phase there is a possibility that it moves from the original area of application. There are two main forms of encapsulation, macroencapsulation and microencapsulation. The macroencapsulation is based in the introduction of PCM into tubes, panels or other large containers. It is usually carried out in containers with more than 1 cm of diameter and presents a better compatibility with the material, improving the handling in construction [5]. The microencapsulation of phase change material consists on covering the material particles, with a material, usually a polymer, commonly known capsule, with dimensions between 1  $\mu\text{m}$  to 60  $\mu\text{m}$ . The polymer used could be polymethylmethacrylate, polyuria or polyurethane and should respond at some demands of operation, as high heat transfer. The microcapsules can be spherical or asymmetric and with variable shape. The advantage of this encapsulation process is the improvement of heat transfer, through its large surface area [5, 6].

In 1983 emerged the first classification of substances used for thermal storage. These are classified as organic, inorganic and eutectic mixtures. Organic materials can be non-paraffinic or paraffinic. Usually, they have congruent phase changes without degradation. The inorganic materials are classified as hydrated salts and metals. The eutectic mixtures result from the combination of two or more compounds of organic and/or inorganic nature. As such, it is possible to correspond to the need of more suitable transition temperatures for the demands [5, 7].

The incorporation of PCM microcapsules in mortars brings social, economic and environmental benefits, demonstrating a significant contribution to a construction with a higher value of sustainability. The social benefits derive from the thermal comfort increase inside buildings, given that nowadays this is an important requirement and frequently demanded by buyers and potential sellers as an important decision parameter. The increase of thermal comfort is achieved by the thermal capacity of the PCM, allowing store and release of energy, keeping the interior temperature sensibly constant, or at least with less variation. The environmental aspect concerns the fossil fuels depletion, given that this technology aims at maintaining constant temperatures inside the building, consequently leading to a decrease on air conditioning equipment usage. The economic benefit is related to the technology adequacy and implementation costs. These should be supported and easily amortized by the user. It may also be noted that the economic benefits of reduced energy consumption and lag times for lower demand, are evident and can be achieved with the use of PCM.

## Materials, compositions and fabrication

**Materials.** The selection of the materials took into account previous work. The influence of adding PCM in mortars for interior coating were studied. Mortars were developed based on the following binders: aerial lime, hydraulic lime, gypsum and cement. The used aerial lime featured a purity of 90% and density of 2450  $\text{kg/m}^3$ . The gypsum corresponds to a traditional one, with high fineness and density of 2740  $\text{kg/m}^3$ . The hydraulic lime was a natural lime (NHL5) with density of 2550  $\text{kg/m}^3$ . A CEM II B-L 32.5N cement with density of 3030  $\text{kg/m}^3$  was also used.

The used PCM are composed of a wall in melamine-formaldehyde and a core in paraffin with temperature transition of about 22.5  $^{\circ}\text{C}$  and enthalpy of 147.9  $\text{kJ/kg}$ . This exhibits a transition temperature of 24  $^{\circ}\text{C}$  in the heating cycle and 21  $^{\circ}\text{C}$  in the cooling cycle. In order to determine the

dimensions of PCM microcapsules, granulometry tests were performed using a laser particle size analyzer. It was possible to observe a particle size distribution between 5.8 to 339  $\mu\text{m}$  and an average particle size of 43.91  $\mu\text{m}$ .

The superplasticizer used was a polyacrylate, with a density of 1050  $\text{kg/m}^3$ . The sand used has an average particle size of 439,9  $\mu\text{m}$  and a density of 2600  $\text{kg/m}^3$ . Finally, the used fibers are synthetic fibers of polyamide, with a length of 6 mm and a density of 1380  $\text{kg/m}^3$ .

**Compositions and fabrication.** In order to develop this study an experimental campaign was considered, with the main goal of evaluating the durability of mortars doped with PCM. Twelve compositions were developed and evaluated when submitted to extreme environmental conditions. The PCM content was fixed in 0% and 40% of mass of aggregate. In order to overcome some of the problems related with the shrinkage and consequent cracking, polyamide fibers and superplasticizer were incorporated.

The mixture procedure and specimens preparation for the water absorption by capillarity tests and water absorption by immersion tests were performed in accordance to the standard EN 1015-11 [8]. For the freeze-thaw tests 5 cubic specimens with 50x50x50  $\text{mm}^3$  were prepared. After their preparation all the specimens were stored during 7 days in polyethylene bags and subsequently placed in the laboratory at regular room temperature (about 22°C) during 21 days.

The studied compositions are presented in Table 1. The used compositions have different contents of PCM and different binders. In order to overcome some of the problems related with the low flexural and compressive strength verify in the aerial lime based mortars with incorporation of microcapsules of PCM, it was decided to incorporate a higher content of binder.

Table 28: Mortars formulation ( $\text{kg/m}^3$ ).

Composition	Binder		Sand	PCM	SP	Fibers	Water/Binder
CA500-0PCM	Aerial Lime	500	1447.2	0	15	0	0.45
CA800-40PCM	Aerial Lime	800	451.2	180.5	24	0	0.34
CA800-40PCM-F	Aerial Lime	800	425.2	170.1	24	8	0.36
CH500-0PCM	Hydraulic lime	500	1351.1	0	15	0	0.54
CH500-40PCM	Hydraulic lime	500	571.6	228.6	15	0	0.62
CH500-40PCM-F	Hydraulic lime	500	567.2	226.9	15	5	0.62
C32.5N500-0PCM	CEM II B-L 32.5N	500	1418.8	0	15	0	0.55
C32.5N500-40PCM	CEM II B-L 32.5N	500	644.3	257.7	15	0	0.56
C32.5N500-40PCM-F	CEM II B-L 32.5N	500	622.2	248.8	15	5	0.59
G500-0PCM	Gypsum	500	1360.4	0	15	0	0.56
G500-40PCM	Gypsum	500	540.1	216.0	15	0	0.70
G500-40PCM-F	Gypsum	500	535.8	214.3	15	5	0.70

## Test results and discussion

**Water absorption by capillarity.** The water absorption by capillarity tests were performed based on the European standard EN 1015-18 [9]. The samples were obtained by cutting the prismatic specimens with dimensions of 40 × 40 × 160  $\text{mm}^3$ , previously subjected to flexural tests. For each composition 3 specimens were prepared, resulting in 6 samples after flexural tests.

For each specimen it was decided to put the failure surface resulting from the flexural test in contact with the water. Thus, it was possible to ensure that the porosity present in the surface in contact with the water was close to the real porosity present in the studied mortars. This removes the possibility of analysing one surface with higher content of material of small dimensions, which would affect the results of these tests.

The quantification of absorbed water was performed by conducting successive weightings in specimens. These weight measurements were made according to a previously established weighting plan, beginning with the first contact of the specimens with water (Table 2). In order to evaluate the progress of water absorption until the weight stabilization, periodic measurements were performed during 9 days.

The obtained results allowed us to determine the water absorption by capillary of the different mortars. The capillary absorption coefficient was determined according to expression 1.

$$C=(M_2-M_1)/((t_f-t_i)^{(1/2)}) \quad (1)$$

Where:

C - Capillary absorption coefficient (kg/(m<sup>2</sup>.min<sup>0.5</sup>);

M<sub>1</sub> - Weight of the specimen in contact with water at the instant 10 minutes (kg/m<sup>2</sup>);

M<sub>2</sub> - Weight of the specimen in contact with water at the instant 90 minutes (kg/m<sup>2</sup>);

t<sub>f</sub> – Final time, instant 90 minutes (min);

t<sub>i</sub> – Initial time, instant 10 minutes (min).

Table 2: Planning of the measurements of the water absorption by capillarity tests in the first day.

Measurement	Instant (h)	Instant (min)
1	0	0
2	0.17	10
3	0.5	30
4	1	60
5	1.5	90
6	2	120
7	3	180
8	4	240
9	5	300
10	6	360
11	24	1440

According to Figure 1 and Table 3 it was possible to verify that the gypsum based mortars present the higher coefficient of water absorption by capillarity. Simultaneously, the cement based mortars show the lower coefficient of water absorption by capillarity compared with the mortars based on the other binders.

The incorporation of 40% of PCM caused a decrease in the capillary absorption coefficient of 15% in hydraulic lime based mortars and 33% in the cement based mortars. On the other hand, it was also possible to observe an increase in capillary absorption coefficient of 9% for aerial lime based mortars and 17% for gypsum based mortars.

The incorporation of 1% of polyamide fibers had the main objective of control the shrinkage in the developed mortars. Their presence in mortars caused a decrease in the capillary absorption coefficient of about 4% in the aerial lime based mortars, 13% in the gypsum based mortars and 63% in the cement based mortars. The hydraulic lime based mortars did not present any change in the capillary absorption coefficient with the incorporation of fibers. This situation can be explained by the ability of fibers to reduce porosity of the mortars, reducing the effect of the presence of a higher ratio water/binder.

Figure 2 shows the behavior of the studied mortars during the 9 days of testing. According with the results of the coefficient of water absorption by capillarity, it was possible to observe once again that the gypsum based mortars have a faster saturation process, presenting all specimens saturated after 150 minutes in contact with water. The cement based mortars showed a slower velocity of saturation, tending to stabilize after 7 days of testing.

In order to evaluate the influence of the presence of PCM and fibers in the water absorption coefficient classification, the mortars were classified according to standard NP EN 998-1 (Table 4) [10]. It was verified that the incorporation of PCM and fibers did not cause any variation in the classification of mortars.

**Water absorption by immersion.** The water absorption by immersion tests were based in the specification LNEC E 394 [11]. The samples were obtained by cutting the prismatic specimens with dimensions of 40 × 40 × 160 mm<sup>3</sup>, previously subjected to flexural tests. For each composition, 3 specimens were prepared, resulting in 6 samples after flexural tests.

Initially the specimens were dried in oven until the constant mass. Subsequently, they were saturated with resource to a container with water at a temperature of  $20 \pm 3^\circ\text{C}$ . Finally, after saturation it was determined the hydrostatic mass.

The obtained results allowed us to determine the water absorption by immersion of the different mortars. This was determined according to the expression 2.

$$W = (M_1 - M_3) / (M_1 - M_2) \times 100 \quad (2)$$

Where:

W – Water absorption by immersion (%);

$M_1$  - Mass of saturated specimen (g);

$M_2$  - Hydrostatic mass of saturated specimen (g);

$M_3$  – Mass of dried specimen (g).

Regarding Figure 3, it was possible to observe that the incorporation of 40% of PCM microcapsules in mortars caused an increase in water absorption greater than 14%. However, the incorporation of 1% polyamide fibers resulted in a decrease of water absorption greater than 8%, with the exception of hydraulic lime based mortars, which value did not suffer any change. It was also possible to identify that the gypsum based mortars and hydraulic lime based mortars presented the higher water absorption values. On the other hand, the cement based mortars showed a lower water absorption.

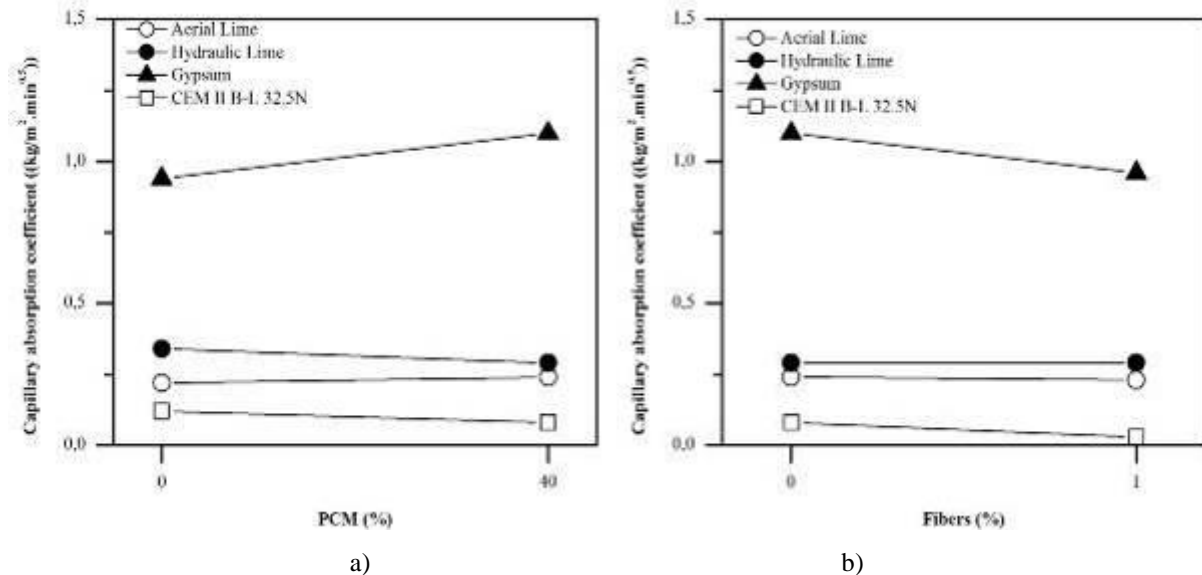


Figure 1: Capillary absorption coefficient: a) Variation with PCM content, b) Variation with fibers content.

Table 3: Capillary absorption coefficient ( $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{min}^{0.5})$ )

Composition	Binder	Capillary absorption coefficient ( $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{min}^{0.5})$ )
CA500-0PCM	Aerial Lime	0.22
CA800-40PCM	Aerial Lime	0.24
CA800-40PCM-F	Aerial Lime	0.23
CH500-0PCM	Hydraulic lime	0.34
CH500-40PCM	Hydraulic lime	0.29
CH500-40PCM-F	Hydraulic lime	0.28
C32.5N500-0PCM	CEM II B-L 32.5N	0.12
C32.5N500-40PCM	CEM II B-L 32.5N	0.08
C32.5N500-40PCM-F	CEM II B-L 32.5N	0.03
G500-0PCM	Gypsum	0.94
G500-40PCM	Gypsum	1.10
G500-40PCM-F	Gypsum	0.96



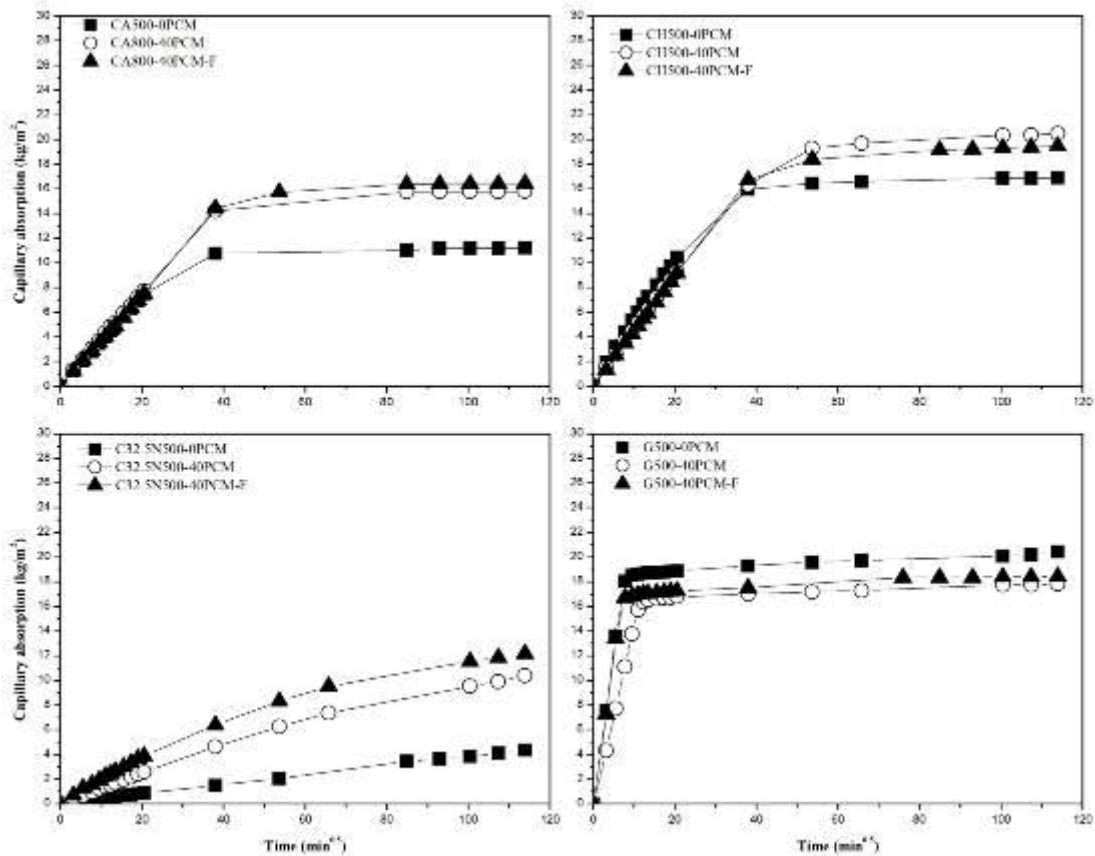


Figure 2: Water absorption by capillarity.

Table 4: Classification of mortars according to standard NP EN 998-1:2010.

Composition	Binder	Classification NP EN 998-1:2010
CA500-0PCM	Aerial Lime	W1
CA800-40PCM	Aerial Lime	W1
CA800-40PCM-F	Aerial Lime	W1
CH500-0PCM	Hydraulic lime	W1
CH500-40PCM	Hydraulic lime	W1
CH500-40PCM-F	Hydraulic lime	W1
C32.5N500-0PCM	CEM II B-L 32.5N	W2
C32.5N500-40PCM	CEM II B-L 32.5N	W2
C32.5N500-40PCM-F	CEM II B-L 32.5N	W2
G500-0PCM	Gypsum	W0
G500-40PCM	Gypsum	W0
G500-40PCM-F	Gypsum	W0

**Freeze-thaw resistance.** The durability of mortar to freeze-thaw cycles is related to their ability to absorb water, the speed of water absorption, the presence of porous structure and the capacity for resist to volume variations when the water changes to the liquid state to a solid state. Thus, cyclic freeze-thaw test have an important and decisive role in the durability of mortars.

These tests consist of submitting the specimens to cycles of positive and negative temperatures. Note that when there are negative temperatures, the water inside the structure of the mortars freezes and consequently increases its volume. If the pores of the mortar are not saturated, the problems that can arise are minimal, since the volume of frozen water is inferior to the volume of the pores. However, if the pores are saturated, the resulting increase in volume of freezing gives rise to pressure on the microstructure of mortars, which can cause cracking and even the partial destruction of the specimens.

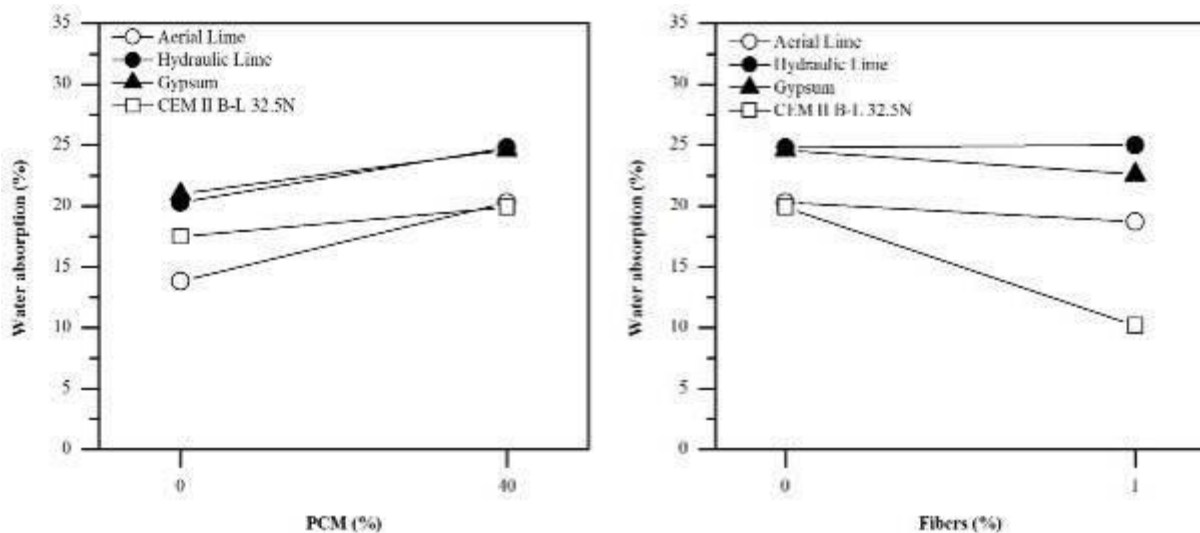


Figure 3: Water absorption of the mortars.

The freeze-thaw tests were determined based in the standard CEN/TS 12390-9 [12]. The equipment used for the tests was programmed with a low temperature and humidity. Each freeze-thaw cycle has duration of 24 hours (Figure 4), a total of 56 cycles were performed. During each cycle of freeze-thaw, temperature ranges between to the maximum of 24°C to the minimum of -18 °C.

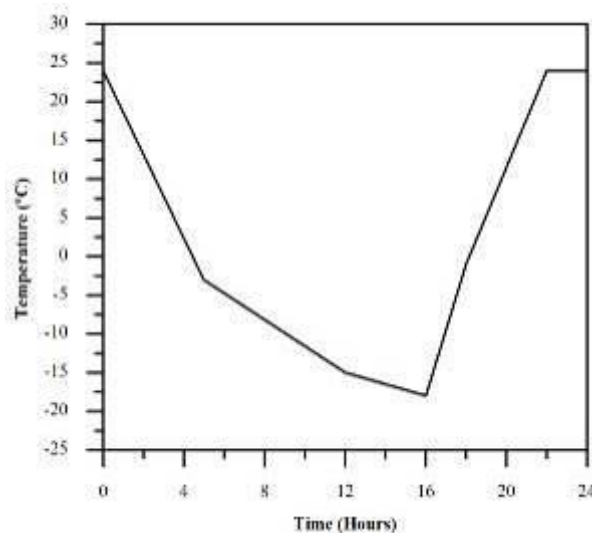


Figure 4: Freeze-thaw cycle.

Initially the specimens were saturated and then submitted to the temperature cycles. During the test the specimen was placed in contact with water. This was carried out with the purpose of reabsorbing the water lost by evaporation and also by the action of the ventilation of the equipment itself. Thus it was possible to ensure the constant saturation of the specimens. The equipment was also programmed with a constant relative humidity of 90%, in order to avoid large losses in mass by evaporation of water. In order to account the variation of mass, each sample was individually placed in a container able to contain its mass losses resulting from degradation suffered during the freeze-thaw cycles (Figure 5). The quantification of mass losses was performed by conducting successive weightings of the specimens. These weight measurements were made according to a previously established plan of weighting, beginning in the first cycle (Table 5).

Figures 6 to 9 show the specimens of the different compositions before starting the freeze-thaw tests (cycle 0).

According to Figure 10, it was possible to observe the behaviour of the mortars during the freeze-thaw cycles. The mortars showed different behaviours when subjected to freeze-thaw cycles. In general, it can be concluded that the cement-based mortars are those that exhibit a higher resistance

to freeze-thaw action, since that does not present a significant losses in their mass. On the other hand, the more sensitive mortars are the aerial lime based mortars, which show a total loss of the specimens in few cycles.

Table 6 shows the total degradation suffered by the specimens of the different compositions tested. It was observed that the incorporation of PCM generally resulted in higher losses of the material during the freeze-thaw action, demonstrating in this way that the incorporation of PCM microcapsules in mortars becomes them more susceptible to be attacked. This behaviour is related with the ease that the aggressive agents have to penetrate into the mortar and can be evidenced by the increase in porosity with the incorporation of PCM. Moreover, the incorporation of fibers in all tested mortars allowed to observe a decrease in mass loss, associated with a higher resistance to the passage of the aggressive agents, which once again is confirmed by the decrease of porosity present in mortar caused by the introduction of polyamide fibers.



Figure 5: Specimens in the test equipment.

Table 5: Planning of the measurements of freeze-thaw tests.

Measurement	Cycle	Instant (h)
1	0	0
2	1	24
3	2	48
4	3	72
5	6	144
6	8	192
7	13	312
8	20	480
9	27	648
10	41	984
11	56	1344



Figure 6: Specimens of the cement based mortars in cycle 0: C32.5N500-0PCM, C32.5N500-40PCM and C32.5N500-F-40PCM, from the left to right.



Figure 7: Specimens of the hydraulic lime based mortars in cycle 0: CH500-0PCM, CH500-40PCM e CH500-40PCM-F, from the left to right.



Figure 8: Specimens of the aerial lime based mortars in cycle 0: CA500-0PCM, CA800-40PCM e CA800-40PCM-F, from the left to right.



Figure 9: Specimens of the gypsum based mortars in cycle 0: G500-0PCM, G500-40PCM e G500-40PCM-F, from the left to right.

Table 6: Mass losses in the freeze-thaw tests.

Composition	Binder	Mass losses (%)
CA500-0PCM	Aerial Lime	100
CA800-40PCM	Aerial Lime	100
CA800-40PCM-F	Aerial Lime	24.3
CH500-0PCM	Hydraulic lime	64.9
CH500-40PCM	Hydraulic lime	82.6
CH500-40PCM-F	Hydraulic lime	3.4
C32.5N500-0PCM	CEM II B-L 32.5N	1.1
C32.5N500-40PCM	CEM II B-L 32.5N	0.7
C32.5N500-40PCM-F	CEM II B-L 32.5N	0.6
G500-0PCM	Gypsum	3.6
G500-40PCM	Gypsum	5.9
G500-40PCM-F	Gypsum	2.1

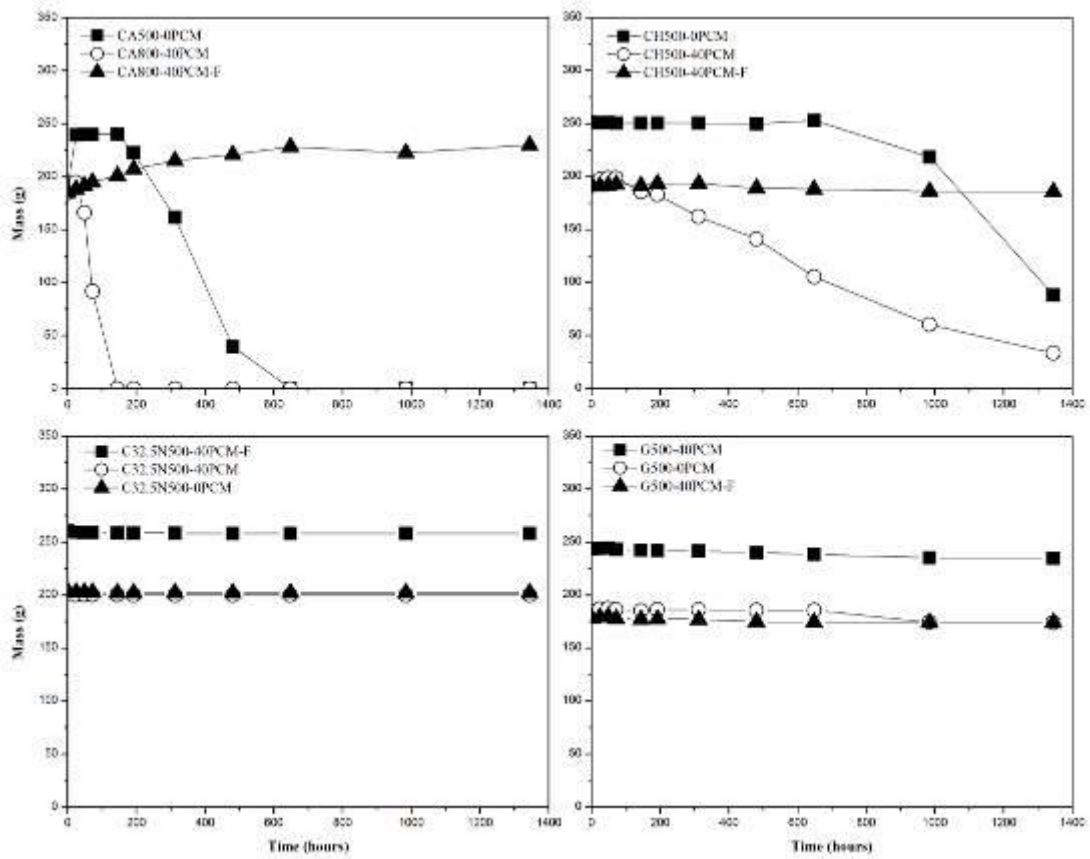


Figure 10: Behaviour of the mortars to freeze-thaw cycles.

Figures 11 to 14 show the final aspect of the specimens for the different compositions tested.



Figure 11: Final aspect of the specimens of the cement based mortars in the cycle 56: C32.5N500-0PCM, C32.5N500-40PCM and C32.5N500-F-40PCM, from the left to right.



Figure 12: Final aspect of the specimens of the hydraulic lime based mortars in the cycle 56: CH500-0PCM, CH500-40PCM e CH500-40PCM-F, from the left to right.

## Conclusion

Based on these results, it can be concluded that the incorporation of phase change material in mortars affects the durability of the mortars developed. Based on the tests of water absorption by immersion it was observed that the incorporation of 40% of PCM causes an increase in the porosity of the mortars. This increase also resulted in higher sensitivity of the freeze-thaw test. However, this

ease of penetration of aggressive agents may be decreased by incorporation of 1% of polyamide fibers.



Figure 13: Final aspect of the specimens of the aerial lime based mortars: CA500-0PCM in the cycle 27, CA800-40PCM in the cycle 6 e CA800-40PCM-F I the cycle 56, from the left to right.



Figure 14: Final aspect of the specimens of the gypsum based mortars in the cycle 56: G500-0PCM, G500-40PCM e G500-40PCM-F, from the left to right.

Thus, it can be concluded that the cement based mortars are the ones that have a lower sensitivity to freeze-thaw actions and lower porosity, consequently presenting a better performance. Moreover, aerial lime based mortars showed a higher deterioration in the freeze-thaw test, presenting a sensitive behaviour to aggressive agents.

## References

- [1] Azevedo A.; Betões de elevado desempenho com incorporação de cinzas volantes. PhD Thesis. Department of Civil Engineering, University of Minho (2002).
- [2] A. Izaguirre: Cement and Concrete Research Vol. 40 (2010), p. 1081.
- [3] Y. Zhang, G. Zhou, K. Lin, K. Zhang and H. Di: Build Environ Vol. 42 (2007), p. 2197.
- [4] B. Zalba, J. Marín, L. Cabeza and H. Mehling: Appl Therm Eng Vol. 23 (2003), p. 251.
- [5] L. Cabeza, A. Castell, C. Barreneche, A. Gracia and A. Fernández: Renew Sustainable Energy Reviews Vol. 15 (2011), p. 1675.
- [6] V. Tyagi, S. Kaushik, S.Tyagi and T.Akiyama: Renew Sustainable Energy Reviews Vol. 15 (2011), p. 1373.
- [7] A. Sharma, V. Tyagi, C. Chen and D. Buddhi: Renew Sustainable Energy Reviews Vol. 13 (2009), p. 318.
- [8] European Committee for Standardization (CEN). EN 1015-11:1999. Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar (1999).
- [9] European Committee for Standardization (CEN). EN 1015-18:2002. Methods of test for mortar for masonry - Part 18: Determination of water absorption coefficient due to capillary action of hardened mortar (2002).
- [10] Instituto Português da Qualidade (IPQ). NP EN 998-1:2013. Especificação de argamassas para alvenarias. Parte 1: Argamassas para rebocos interiores e exteriores (2013).

- [11] Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Especificação E 394, Betões – Determinação da absorção de água por imersão (1993).
- [12] European Committee for Standardization (CEN). CEN/TS 12390-9:2006. Testing hardened concrete - Part 9: Freeze-thaw resistance (2006).

## **Análise de desempenho térmico e higroscópico de três modelos de telhados**

TEREZO Rodrigo F.<sup>1,a</sup>, ROSA Talitha O.<sup>1,b</sup>, SAMPAIO Carlos Augusto de P.<sup>1,c</sup>  
e ANDRADE Leonardo de Brito<sup>2,d</sup>

<sup>1</sup> Departamento de Engenharia Florestal, Universidade do Estado de Santa Catarina, Av Luiz de Camões, 2090 - CEP 88.520-000, Lages – SC, Brasil

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia Rural, Universidade Federal de Santa Catarina, Rodovia Admar Gonzaga, 1346 – CEP 88.040-900, Florianópolis – SC, Brasil

<sup>a</sup>rterezo@hotmail.com, <sup>b</sup>rosa.talitha@gmail.com, <sup>c</sup>a2caps@cav.udesc.br, <sup>d</sup>nadobrito@gmail.com

**Palavras-chave:** telhados verdes, telhados não convencionais, desempenho termo higroscópico.

**Resumo.** Cobertura verde se caracteriza por toda vegetação e solo aplicados sobre o telhado de uma edificação, incluindo impermeabilização e drenagem adequadas. Com o atual crescimento das cidades, as áreas verdes tem perdido espaço para a expansão urbana. Ocasionalmente amenizadas ao serem utilizadas coberturas verdes nos telhados. O objetivo desta pesquisa é avaliar se há diferenças significativas entre a temperatura e os teores de umidade do ar medidos em protótipos construídos em tamanho real feitos com cobertura verde, com cobertura em argila expandida e com telha de fibrocimento. Também foram objetos de pesquisa a análise dos desempenhos dos protótipos em relação à temperatura e ao teor de umidade do ambiente externo. No protótipo de telhado verde em tamanho real foram utilizadas mudas de graminha *Axonopus compressus*. As variáveis de umidade do ar e de temperatura foram determinadas com higrômetro e termômetro de globo negro. As medições foram realizadas durante cinco meses para cada tratamento. Para a análise dos dados foram empregados testes estatísticos com 95% de confiabilidade. Em média, não houveram diferenças significativas da temperatura entre os protótipos e nem com o ambiente externo. Porém, observaram-se diferenças significativas do teor de umidade do ar dentro do protótipo com telhado verde em relação ao protótipo com telhado de fibrocimento e ao ambiente externo. Estas diferenças no teor de umidade do ar provocam sensações térmicas diferenciadas, proporcionando um melhor bem estar no interior do protótipo do telhado verde.

### **Introdução**

Com a expansão das cidades, a impermeabilização da superfície do solo vem aumentando, por conta do uso de materiais pouco permeáveis. O telhado verde vem com a função de resgatar as paisagens verdes e melhorar as condições de vida das pessoas por proporcionar também os benefícios térmicos e acústicos.

Assim, nas cidades, as coberturas verdes funcionam como um filtro contra a poluição e na manutenção da umidade relativa do ar, não tendo somente um caráter estético e ornamental [7], além do que a vegetação também contribui para estabilizar o clima ao seu entorno, reduzindo a amplitude térmica, absorvendo energia, e favorecendo a manutenção do ciclo oxigênio- gás carbônico que é essencial para a renovação do ar atmosférico [5].

Segundo [9], “a radiação UV, proveniente do sol, tem a capacidade de quebrar uma impressionante variedade de materiais, assim como as oscilações de temperatura podem fazer com que os telhados se expandam durante o dia e contraíam durante a noite”. Assim a aplicação de um telhado verde sobre um telhado convencional, a vida útil da cobertura é melhorada. Sabe-se que os telhados verdes reduzem também os efeitos danosos dos raios ultravioletas, extremos de temperatura e o vento, uma



vez que nesses telhados a temperatura não passa de 25°C contra 60°C dos telhados convencionais, e possuem um ciclo de vida 2 a 3 vezes mais longos que as telhas usadas nas construções convencionais [1].

Ecotelha (telhado verde) cria um efeito de isolamento térmico do telhado, diminuindo o aquecimento da telha e do ar abaixo da mesma, quando sujeito à radiação solar intensa e temperaturas externas elevadas [3].

Segundo [4], recuperar o meio consiste em reabilitar edifícios e espaços para as novas funções urbanas e ambientais. [8] relata que a vegetação é um elemento rico em possibilidades, capaz de promover a harmonia dos recursos, como a forma e a orientação dos edifícios, além das características de serem elementos arquitetônicos fixos ou móveis, que tem como finalidade principal o controle da radiação solar, procurando minimizá-la no verão e otimizá-la no inverno. A vegetação contribui de forma significativa para o estabelecimento de microclimas.

A gramínea *Axonopus compressus* (Swartz) Beauv. é uma gramínea perene-verão, pertencente à família Graminae, que tem como exigência de precipitação pelo menos 775 mm anuais [6]. É bastante difundida no Brasil, conhecida popularmente como sempre-verde, sendo de fácil aquisição para a composição dos telhados verdes.

O objetivo desta pesquisa foi avaliar se existem diferenças significativas entre temperatura e teores de umidade, em protótipos com cobertura verde, em relação a protótipos com argila expandida e protótipos com telhas de fibrocimento.

## Materiais e métodos

O experimento foi composto por protótipos de tamanho real, onde cada um possui uma cobertura de telhado distinta. Esses protótipos foram instalados dentro do campus universitário, Centro de Ciências Agroveterinárias (CAV-UDESC), em uma área estabelecida para pesquisas do Laboratório de Ambiência do Núcleo de Engenharia de Biosistemas – NEBios, localizado no cidade de Lages, SC, Brasil.

Tanto os protótipos quando o sistema de retenção foram desenvolvidos em uma maquete eletrônica, utilizando o software de licença gratuita Google Sketch Up ® (Figura 1). Eles foram construídos no sistema Wood Frame, também chamado de sistema plataforma.

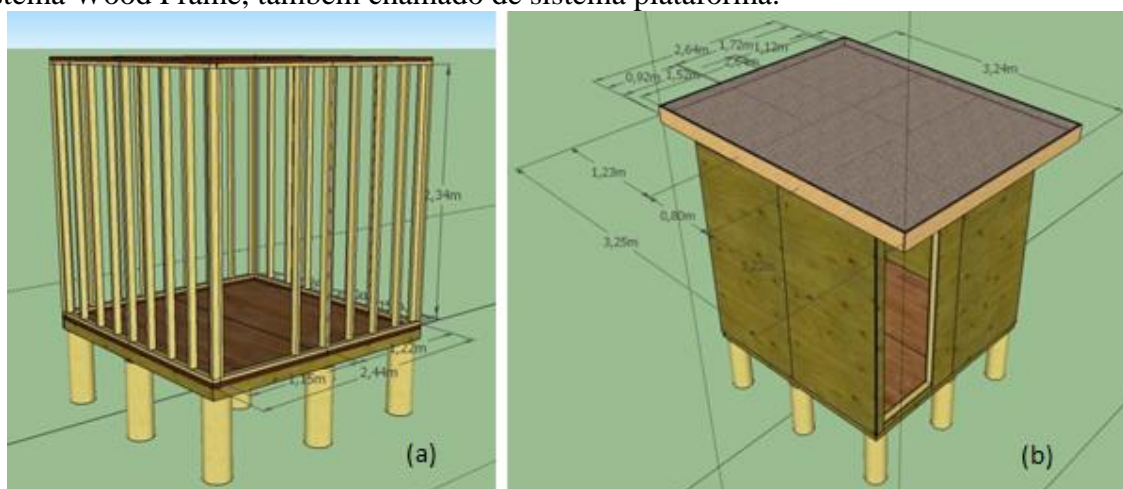


Figura 1. Projeto 3D dos protótipos: (a) estrutura de montantes sobre a plataforma; e (b) protótipo em formato final

Os protótipos foram construídos utilizando chapas de compensado com espessura de 15mm, as mesmas forma pintadas com tinta óleo branca, para aumentar a durabilidade do material, a inércia térmica das paredes e diminuir a absorção de água pelos protótipos (Figura 2).



Figura 2. Construção dos protótipos: (a) execução das paredes e plataformas em galpão; e (b) montagem das paredes auto portantes sobre a plataforma no local.

As dimensões da construção foram de 2,44m de largura, 2,44 de comprimento, (totalizando 5,95 m<sup>2</sup> de área de telhado exposto), e 2,34 m de altura. Sendo instalado em seguida, o telhado correspondente de cada protótipo. No telhado verde foi colocado uma manta higroscópica, seguida do substrato e de mudas de gramínea *Axonopus compressus*. No protótipo de argila, foi utilizado argila expandida. E telhas de fibrocimento no protótipo restante.

A escolha da planta que recobriria o telhado se deu por ser uma espécie que apresenta alta resistência a estresse hídrico e a alta umidade relativa do ar, além de apresentar baixa manutenção e fácil obtenção para compra.

Após 9 meses, com coleta de dados de 03 de março de 2013 até 02 de dezembro de 2013 foram observados as temperaturas e umidade relativa do ar mínimas e máximas para cada um dos tratamentos.

As medidas de temperatura e umidade relativa do ar foram obtidas com um termômetro de bulbo negro do modelo Instrutemp ® ITWTG 2000, que forneceu os seguintes dados: Temperatura Ambiente (TA em C °), Temperatura do Globo (TG em C°), WBGT (C°) e Umidade do ar (%). Os dados foram coletados durante 9 (nove) meses, no período de 03 março de 2013 até 02 de dezembro de 2013, com leituras de hora em hora, das 08:00h (8 a.m) até 18:00h (6 p.m.). Gerando um banco de dados com leituras dos telhados: verde, argila expandida, fibrocimento e o ambiente externo (testemunha) para ser realizada a análise comparativa.

Os dados obtidos foram analisados pelo teste Cochran para obter a homogeneidade das variâncias; seguidos da análise da variância (ANOVA), e a comparação das médias pelo teste de Duncan com 95% de confiabilidade.

## Resultados

A temperatura ambiente (TA) e umidade (U%) apresentaram dados homogêneos em todos os protótipos. O tratamento de telhado verde apresentou a maior temperatura mínima quando comparado ao ambiente externo, tendo o telhado verde a temperatura de 6,1°C e o ambiente externo 5,7°C. Para a temperatura máxima observa-se que o telhado verde apresenta menores temperaturas dentro do protótipo. Quando o ambiente externo apresenta 30,7°C dentro do protótipo verde tem-se 29,8°C. Nos tratamentos de argila expandida e telhas de fibrocimento as temperaturas máximas são de 32,4°C e 30,3°C, respectivamente (Tabela 1). Juntamente com o Coeficiente de variação (CV%) pode-se observar que o tratamento que mais acompanha a temperatura do ambiente externo é o telhado verde. Indicando que este consegue acompanhar as mudanças de temperatura que ocorrem durante o dia.

Para a umidade relativa do ar (U%), observa-se que o tratamento verde apresentou resultados intermediários quando comparado os outros tratamentos. Sendo o tratamento de argila expandida e o tratamento de telhado verde que apresentam as menores trocas de umidade com o ambiente. Estas diferenças no teor de umidade do ar provocam sensações térmicas diferenciadas, proporcionando um melhor bem estar no interior do protótipo do telhado verde.

Tabela 1. Resultado da análise estatística sobre os valores médios de temperatura ambiente e umidade relativa do ar entre protótipos e ambiente e externo, bem como suas máximas e mínimas para cada tratamento.

		<b>Externo (testemunha)</b>	<b>Telhado Verde</b>	<b>Argila Expandida</b>	<b>Fibrocimento</b>
	Mínima	5,70	6,10	6,00	6,00
<b>T(°C)*</b>	Máxima	30,70	29,8	32,40	30,30
	Média	18,43	19,11	19,06	19,14
	Desvio Padrão	4,50	4,79	4,80	4,81
	CV%	24,44	25,05	25,16	25,10
	Mínima	20,10	25,20	27,30	20,10
<b>U%**</b>	Máxima	99,90	99,90	99,90	99,90
	Média	72,51	74,84	75,66	73,05
	Desvio Padrão	14,89	12,10	12,34	14,42
	CV%	20,54	16,16	16,30	19,74

(\*) Temperatura (°C); (\*\*) Umidade relativa do ar.

Os dados também passaram por análise de homogeneidade da variância (Cochran) que indicou que todos os dados apresentados eram homogêneos. A análise da variância (ANOVA) indicou que para as leituras de TG (temperatura bulbo seco), WBGT (temperatura do bulbo úmido), U% (umidade relativa do ar) houve diferença estatística. Assim, com o teste de Duncan obteve-se a diferença significativa entre os tratamentos, comparados entre si e juntamente com o ambiente externo.

Observa-se que no TG houve diferença entre os tratamentos de argila com o ambiente externo. No WBGT a diferença ocorreu entre todos os tratamentos quando comparados ao ambiente externo. E na umidade, novamente a argila com o ambiente externo. A temperatura ambiente (TA) não apresentou diferença significativa entre nenhum dos tratamentos (Tabela 2).

Tabela 2. Teste das médias com suas respectivas significâncias.

	<b>TA</b>	<b>TG</b>	<b>WBGT</b>	<b>U%</b>
<b>Externo</b>	18,43 a	20,94	17,36	72,51
<b>Argila</b>	19,06 a	21,92	18,51	75,66
<b>Verde</b>	19,11 a	22,00	18,90	74,84
<b>Fibrocimento</b>	19,14 a	21,96	18,27	73,05

Quando feito a análise qualitativa dos dados acima, pode-se observar o comportamento nas variações entre o tratamento de argila e o ambiente externo, para a temperatura (TG). O tratamento argila demora muito mais tempo para aquecer o ambiente interno do protótipo. Quando a temperatura externa está baixa, dentro do protótipo a temperatura é ainda menor, assim que a temperatura externa aumenta, vai aumentando gradativamente no interior do protótipo de argila, porém quando a temperatura externo começa a diminuir o interior do protótipo de argila permanece quente por algum tempo. Levando muito mais tempo para que as trocas com o ambiente se realizem (Figura 3).

Para o WBGT, como visto (Tabela 2) todos os tratamentos apresentaram diferença significativa (Figura 4). Observa-se que a maior parte dos dados acompanha a temperatura úmida do ambiente externo, porém para o tratamento de argila nota-se que frequentemente possui temperaturas úmidas mais altas que a temperatura úmida que o ambiente externo, indicando que esse tratamento absorve e mantém por mais tempo a umidade no seu interior. O tratamento verde possui temperaturas um pouco mais elevadas que as temperaturas do ambiente externo, porém mesmo acompanhando as mudanças de temperatura externas, ele ainda apresenta um atraso térmico, no momento em que as temperaturas do ambiente externo estão diminuindo. Assim, o telhado verde mantém o calor no seu interior por mais tempo, assim como a argila expandida.

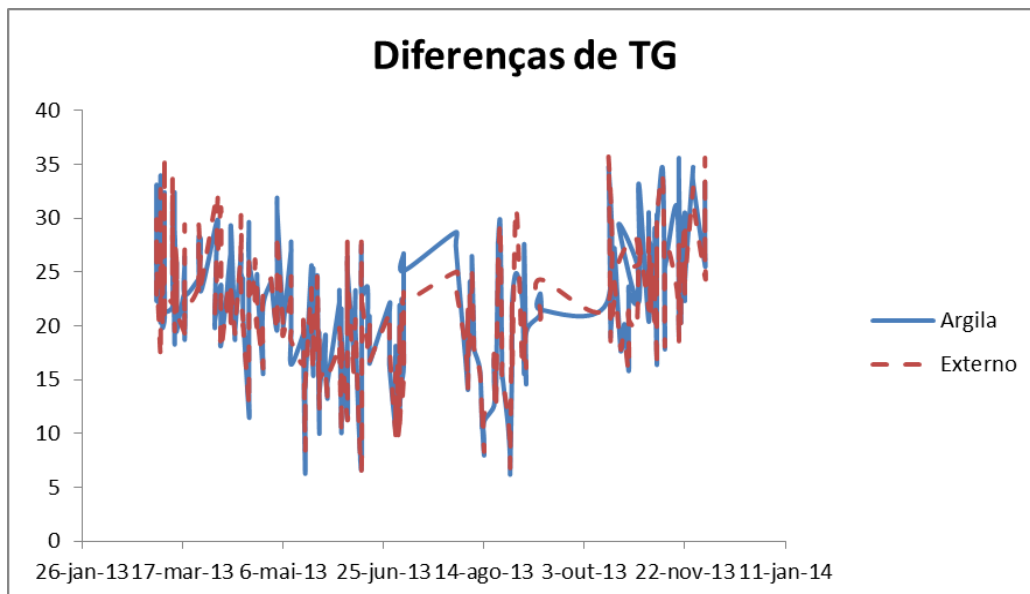


Figura 3. Diferenças de temperatura (TG) entre protótipos de argila e o ambiente externo.

Os resultados são similares aos [3], que concluiu um pequeno atraso térmico e seu telhado de Ecotelha contra as temperaturas do ambiente externo, e no período da noite o ar interno ficou mais quente, o que ele atribuiu ser devido ao isolamento térmico desse material, contudo seus protótipos eram de tamanho reduzido e sua pesquisa consistiu nas observações de 4 (quatro) dias.

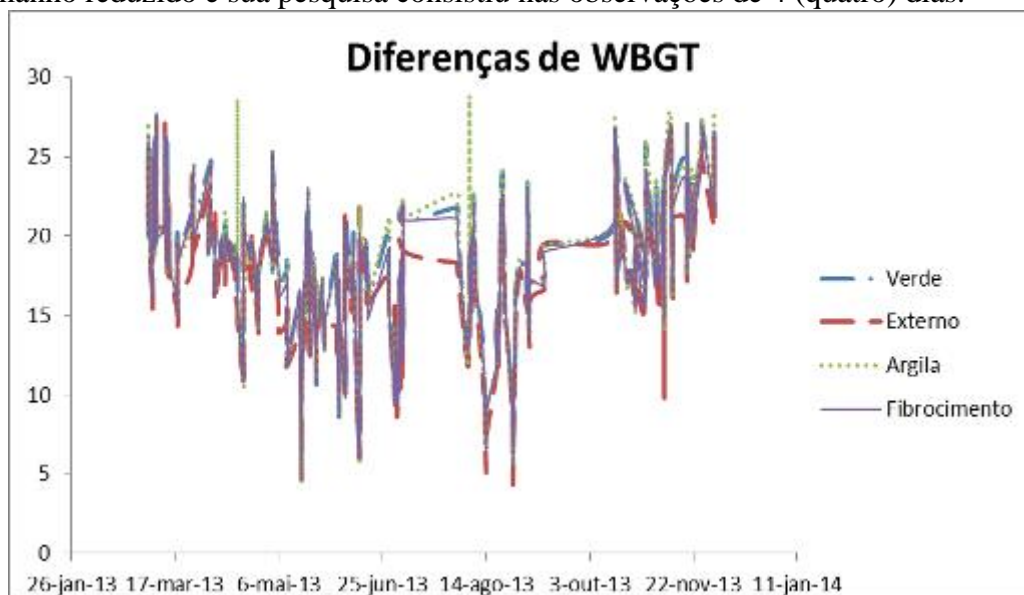


Figura 4. Diferenças de WBGT entre os protótipos e o ambiente externo.

A argila apresentou em média uma maior retenção de umidade quando comparada ao ambiente externo, que pode ser ocasionada pela dificuldade que o material possui de realizar trocas com o meio (Figura 5). Sendo que essa umidade ajuda a aumentar o WBGT, gerando um ambiente mais quente e úmido dentro do protótipo.

Todas as diferenças de temperatura apresentadas anteriormente quando comparadas ao com o ambiente externo podem ter sido ocasionadas devido ao tamanho dos protótipos. Já que estes levam muito mais tempo até que o ar em seu interior se aquece e se resfrie devido ao seu tamanho.

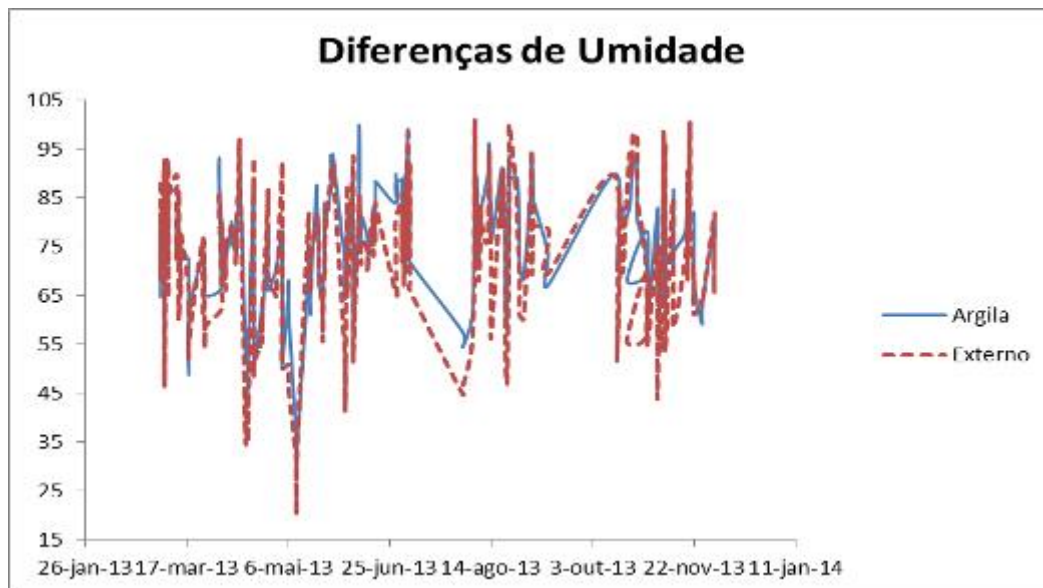


Figura 5. Diferenças de umidade relativa do ar entre o protótipo de argila e o ambiente externo.

Entre os tratamentos de argila expandida e telhado verde não obtivemos diferenças significativas. Assim, qualquer um desses tratamentos poderiam proporcionar boas sensações térmicas. Contudo, já que o tratamento de telhado verde apresenta menores variações de temperatura, possui temperaturas mais condizentes às temperaturas externas no período da manhã e mantém essas por mais tempo ao final do dia, pode-se dizer que esse tratamento é mais indicado, e garante um melhor bem estar no interior de sua construção.

## Conclusão

Os telhados de argila levam muito mais tempo para aquecer pela manhã, e mais tempo para resfriar pela noite, ou seja, suas trocas de calor com o ambiente são mais lentas. A argila expandida por manter mais o calor apresenta maiores temperaturas internas. Já o telhado verde apresentou um melhor equilíbrio com o ambiente quando comparado com os outros telhados. As temperaturas máximas são menores que a argila e suas temperaturas mínimas são maiores pela manhã. Assim, este telhado possui um bom isolamento térmico, que mantém sua temperatura interna mais homogênea. Temperaturas que quando analisadas junto da umidade geram melhores sensações térmicas no seu interior.

## Referências

- [1] ABREU, C. Telhados verdes. 2009. Disponível em: <<http://obviousmag.org/archives/2009/06/telhadosverdes.html>>. Acesso em: 21 abr. (2010).
- [2] ARAÚJO, Sidney Rocha de. As funções dos telhados verdes no meio urbano, na gestão e no planejamento de recursos hídricos. Soropédica, RJ, (2007).p.5
- [3] BEYER, P.O. Medição do desempenho térmico de ecotelhas. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, RS, (2007).
- [4] CORREA, C.B.; GONZALEZ, F.J.N. O uso de coberturas ecológicas na restauração de coberturas planas. In: NÚCLEO DE PESQUISA EM TECNOLOGIA DE ARQUITETURA E URBANISMO-NUTAU. Anais. São Paulo: Pró-reitoria de Pesquisa, Universidade de São Paulo, (2002).
- [5] DIMOUNDI, A.; and NIKOLOPOULOU, M., Vegetation in the Urban Environment: Microclimatic Analysis and Benefits. Energy and Buildings, 35 (1), pp. 69-76. (2003).

- [6] Informação obtida em: <http://www.fao.org/ag/agp/AGPC/doc/Gbase/DATA/Pf000180.HTM>, em 27/11/2013
- [7] GOMEZ, F. et al. Vegetation and climates changes in a city. *Ecological Engineering*, v. 10, n.4, p.355-360, (1998)
- [8] RIVERO, R. *Arquitetura e Clima: acondicionamento térmico natural*. 1.ed., Porto Alegre, D.C. Luzzatto Editores, (1985), 240 p.
- [9] SNELL, C.; & CALLAHAN, T.; *Building Green: a complete how-to guide to alternative building methods*. 2.ed., New York, Lark Books, pp. 484-511. (2009).



## Avaliação de produtos de alta refletância na reabilitação de coberturas planas. Estudo experimental.

COSTA, Alexandra <sup>1,a</sup>; PINA dos SANTOS, Carlos <sup>2,b</sup>

<sup>1</sup> Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Rua Conselheiro Emídio Navarro, 1 1959-007 Lisboa, Portugal

<sup>2</sup> Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, Portugal

<sup>a</sup> [acosta@dec.isel.ipl.pt](mailto:acosta@dec.isel.ipl.pt), <sup>b</sup> [pina.santos@lnec.pt](mailto:pina.santos@lnec.pt)

**Palavras-chave:** coberturas planas, desempenho térmico, produtos de alta refletância, células experimentais.

**Resumo:** As coberturas planas são particularmente desfavoráveis para o desempenho térmico das moradias unifamiliares e das frações dos pisos superiores de edifícios multifamiliares. Muitas vezes, estas tipologias são muito quentes durante o verão, quando a radiação solar incidente afeta a cobertura mais do que qualquer outro elemento.

Os desenvolvimentos recentes têm dado origem a muitos produtos de alta refletância. No entanto, o desempenho térmico destes produtos aplicados em condições meteorológicas reais não tem sido totalmente quantificado. A avaliação de desempenho de soluções inovadoras deve resultar da avaliação sob condições de exposição reais e modelação analítica.

Neste estudo, em condições reais de exposição, foram utilizadas duas células experimentais em larga escala, localizadas no *campus* do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Estas células experimentais têm dimensões, características construtivas e comportamento térmico de base idênticos.

Inicialmente, as duas células (C5 e C6) apresentavam na cobertura a mesma solução de impermeabilização em betume modificado APP, com acabamento na face superior em grânulos de ardósia à cor natural (XN). Posteriormente, para simular uma intervenção de reabilitação, a solução de impermeabilização XN da célula C5 foi substituída por outra de reflectância mais elevada, em betume modificado APP, com acabamento na face superior em grânulos de ardósia *térmo-coloridos* a branco (XB).

Após um período de coexistência de soluções XB (C5) e XN (C6), foi aplicado sobre a solução XN da célula C6 uma pintura branca de alta refletância (XN/PB). A caracterização do desempenho térmico em tempo real de cada solução foi realizada com base na análise dos valores dos parâmetros gravados de cada instalação, em regime livre e controlado (temperatura superficial superior e inferior da cobertura, temperatura ambiente interior e consumos elétricos em regime condicionado).

### Introdução

Durante o período diurno dos meses quentes, as coberturas recebem mais radiação solar do que qualquer outro elemento da envolvente dos edifícios, sendo por isso um elemento preponderante no comportamento térmico das frações com coberturas, sobretudo quando de cor escura. Na estação fria, o efeito da radiação solar sobre as coberturas é reduzido, não só pelo menor número de horas de radiação solar, como pela baixa altura solar e existência de nuvens ou céu enevoado.

A refletância solar designa a parcela da totalidade da energia solar incidente que é refletida por uma superfície, integrada ao longo de todo o espectro solar. De realçar que, muito embora a radiação solar tenha maior intensidade no intervalo correspondente à luz visível (cerca de 43% do total), mais de metade da energia é emitida no intervalo não visível do espectro.

Os produtos de revestimento de cor branca conferem a garantia de um elevado nível de reflexão solar nos comprimentos de onda correspondentes à luz visível, situação que não confere a garantia



de boa reflexão na zona dos infravermelhos, responsável por cerca de 53% da energia recebida na superfície terrestre, pelo que os revestimentos devem também possuir baixa absorvância na zona dos infravermelhos próximos.

As coberturas com revestimentos de elevada refletância absorvem apenas uma pequena fração do total da radiação solar incidente, e desta forma têm a capacidade de se manter a temperaturas mais baixas do que as coberturas com revestimentos comuns, com a conseqüente redução do fluxo de calor para o interior do edifício.

Em compartimentos não climatizados este efeito terá como conseqüência a menor subida da temperatura ambiente interior, beneficiando o conforto dos ocupantes na estação de arrefecimento, sendo prejudicial na estação de aquecimento. Em edifícios climatizados, é expectável uma diminuição do consumo energético para a manutenção de temperaturas convencionais de conforto na estação quente, acompanhada de maiores necessidades na estação fria. [1].

A avaliação do desempenho energético de cada solução deve compreender o comportamento em regime livre (RL) e em regime condicionado (RC) nas duas estações convencionais (arrefecimento e aquecimento), por forma a contabilizar vantagens e hipotéticas desvantagens que possam surgir ao longo de um ano climático, e a sua aplicabilidade dependerá não só da severidade de cada uma das estações, mas também das características do edificado e dos seus ganhos térmicos (solares e internos).

Este artigo apresenta resultados preliminares de duas das soluções que integram o estudo analítico e experimental do desempenho de várias soluções inovadoras de proteção térmica de coberturas planas horizontais a decorrer atualmente, no âmbito de uma tese de doutoramento (UNL-FCT e LNEC).

## Metodologia

**Células experimentais.** Este estudo faz parte da investigação de doutoramento para avaliação do comportamento de soluções inovadoras com elevado desempenho térmico para aplicação em coberturas.

Para este estudo foram concebidas, construídas e instrumentadas, três células experimentais à escala natural no *campus* do LNEC, com dimensões, características construtivas e comportamento térmico de base idênticos (Fig. 1).

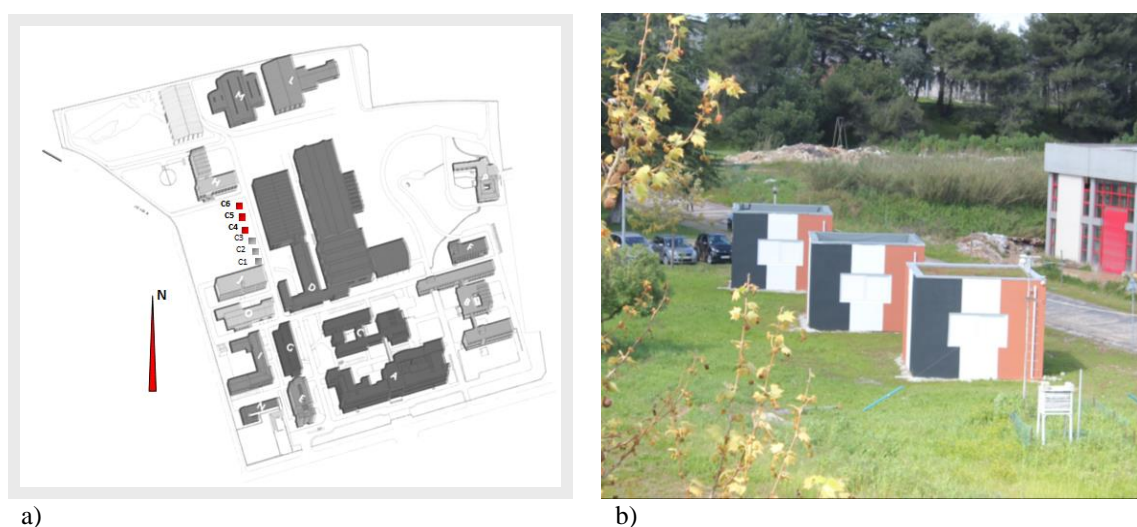


Fig. 1 - a) Implantação das células experimentais no *campus* do LNEC; b) Aspeto geral das células (vista de sudoeste)

As células apresentam uma planta quadrada, com 4,80 m de lado (4,24 m de dimensão interior livre) e pé-direito livre igual a 3,02 m. As fachadas orientadas a este e a oeste, não apresentam vãos; a fachada sul inclui um vão envidraçado com área aproximada de 15% da área de pavimento; na fachada norte encontra-se a porta de acesso. A cobertura é plana, constituída por lajes de betão

armado (solução construtiva em pré-lajes autoportantes e lâmina de compressão executada *in situ*), com 0,22 m de espessura (Fig. 4).

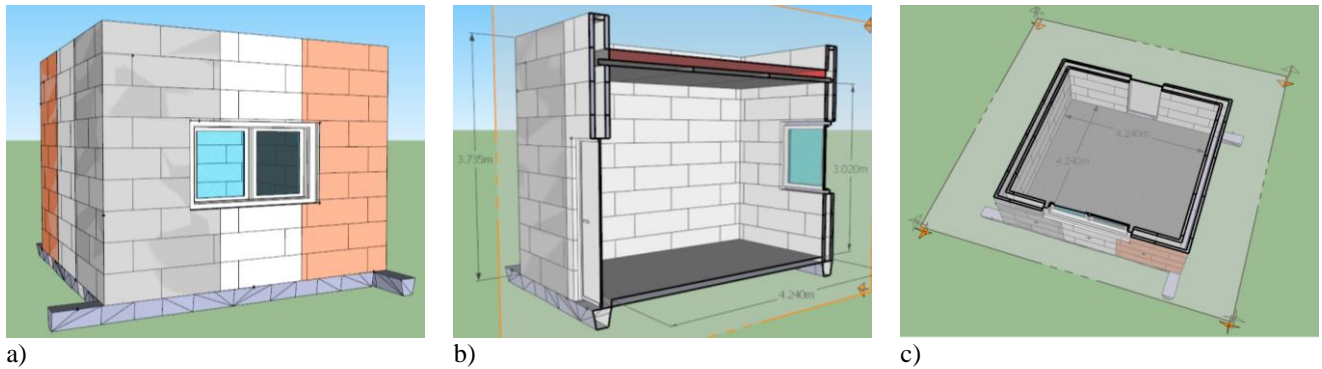


Fig. 2 - Modelação das células experimentais: a) Vista geral de sul-sudoeste; b) Corte vertical com orientação norte-sul; c) Corte em plano horizontal

A solução construtiva adotada para a envolvente vertical opaca apresenta uma elevada resistência térmica, sem perdas lineares significativas, de forma a possibilitar uma melhor avaliação e contabilização do desempenho dos produtos e das soluções em cada uma das coberturas. As paredes foram executadas com um sistema modular de cofragem perdida em poliestireno expandido moldado (EPS) que, após betonagem funcionam em conjunto, numa solução de isolamento térmico interior e exterior contínuo: 0,062 m de EPS, 0,160 m de betão fracamente armado; 0,062 m de EPS e reboco delgado armado, complementado com a aplicação de um revestimento decorativo realizado por um copolímero sintético com base aquosa ( $R_t = 3,75 \text{ m}^2 \cdot \text{W}^{-1} \cdot \text{°C}^{-1}$ ). Também os elementos translúcidos do vão envidraçado a sul, foram protegidos com placas de EPS ( $e = 0,030 \text{ m}$ ) durante o período em avaliação por forma a reduzir a influência destes elementos no comportamento das células.

Para além da avaliação do comportamento de soluções para aplicação em coberturas, estas células experimentais fazem ainda parte de um estudo de investigação que decorre no LNEC sobre avaliação do desempenho térmico de revestimentos de elevada refletância em fachadas - *cool facades* - apresentando por esse motivo diferentes cores na fachada [2].

**Plano de instrumentação e equipamentos.** De forma a avaliar as condições termo-higrométricas em cada célula, e conseqüentemente o desempenho das diferentes soluções de cobertura (XN, XB e XN/PB), foi implementado um plano de instrumentação constituído em cada uma das três células por um termo-higrómetro (Pt100 e sensor capacitivo) com registo automático, doze termopares tipo T (cobre-constantan) e dois fluxímetros térmicos. Seis dos termopares foram dispostos na face exterior da laje de cobertura, e os restantes seis na face inferior, em oposição aos da face superior (Fig. 3). Os fluxímetros foram colocados no centro geométrico da cobertura (um na face exterior e outro na face interior). O termo-higrómetro foi colocado aproximadamente no centro do compartimento. A leitura de dados é feita a cada minuto por um sistema de aquisição e registo automático (*data loggers*), procedendo-se ao registo de valores a cada 10 minutos (valor médio de 10 leituras).

O regime condicionado a temperatura ambiente interior constante foi conseguido através do apoio de meios de climatização. Nos períodos de aquecimento a climatização foi feita com recurso a um ventilador-convetor (resistência elétrica) de 2 kW de potência e eficiência igual a 1. O arrefecimento do ar ambiente foi feito com auxílio de uma bomba de calor (equipamento de ar condicionado). Este equipamento apresenta 2 kW de potência térmica máxima em arrefecimento, com taxa de eficiência de energia (EER) referida pelo fabricante de 5,63 (condições de medição - temperatura bolbo seco interior ( $T_{\text{Db,int}}$ ) igual a 27 °C e temperatura bolbo húmido interior ( $T_{\text{Wb,int}}$ ) 19 °C, e temperatura bolbo seco exterior ( $T_{\text{Db,ext}}$ ) 35 °C e temperatura bolbo húmido exterior ( $T_{\text{Wb,ext}}$ ) de 24 °C). Em aquecimento, tem uma de potência térmica máxima de 2,5 kW, com coeficiente de desempenho (COP) de 5,68 (condições de medição -  $T_{\text{Db,int}} = 20 \text{ °C}$ ,  $T_{\text{Db,ext}} = 7 \text{ °C}$  e  $T_{\text{Wb,ext}} = 6 \text{ °C}$ ). Os

equipamentos de ar condicionado, foram ainda instrumentados com duas sondas de temperatura e humidade relativa na unidade interior, e dois sensores de temperatura na unidade exterior. Os dados registados estão atualmente a ser analisados por forma a avaliar a influência da envolvente no desempenho de bombas de calor em condições reais de funcionamento.

Adicionalmente, foi instalada uma estação meteorológica no local, com medição de temperatura e humidade relativa, radiação solar global em planos horizontal e vertical orientado a sul, velocidade e direção do vento e pluviosidade.

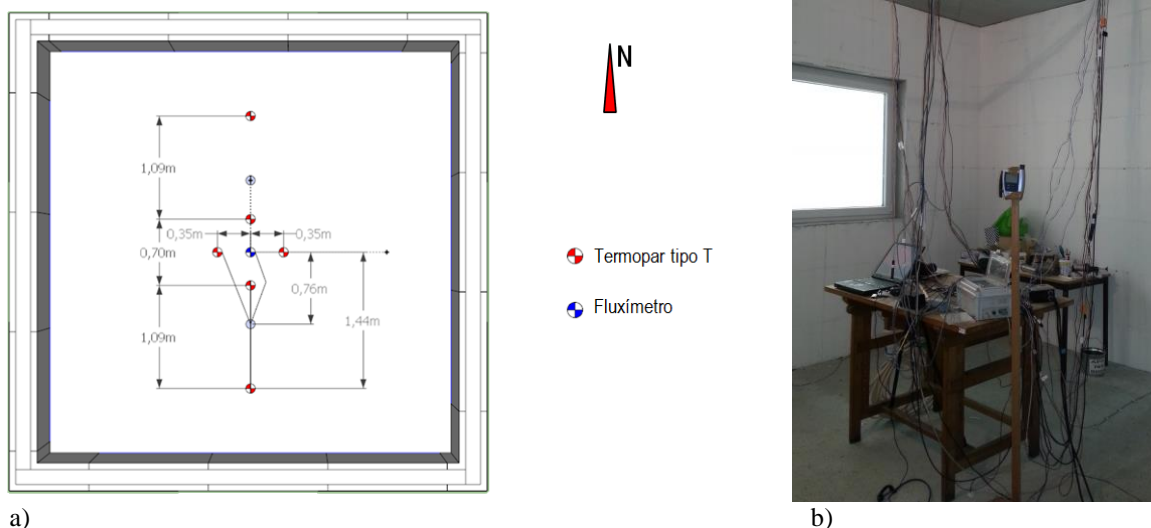


Fig. 3 - a) Representação esquemática de uma face da cobertura e respetivo plano de instrumentação; b) Aspeto geral do interior de uma célula-posicionamento do termo higrómetro e sistema de aquisição de dados

**Soluções de coberatura.** Inicialmente, as duas células (C5 e C6) apresentavam na cobertura a mesma solução de impermeabilização com uma membrana de  $4 \text{ kg.m}^{-2}$ , em betume modificado com polímeros de polipropileno atático (APP), integrando armaduras não-tecidas com acabamento na face superior em granulado de ardósia natural (XN). Esta primeira fase fez parte da campanha inicial de medições, na qual se procedeu à avaliação das condições termo-higrométricas, e se assegurou a comparabilidade de resultados nas três células.

Posteriormente, a solução de impermeabilização XN da célula C5 foi substituída por uma membrana de  $4 \text{ kg.m}^{-2}$ , em betume modificado de APP, com acabamento na face superior em grânulos de ardósia *termo-coloridos* a branco (XB).

Após um período de coexistência de soluções XB (C5) e XN (C6), foi aplicado sobre a solução XN da célula C6 uma pintura branca de alta refletância (XN/PB).

Para avaliação do desempenho de cada uma das soluções (Fig. 4), foi feita uma análise comparativa do desempenho térmico ou energético em períodos de dez dias consecutivos: solução XB em C5 vs XN em C6, em regime livre na estação de verão e solução XB em C5 vs XN/PB em C6, em regime livre e condicionado, tanto em arrefecimento como de arrefecimento.

Apresenta-se na Tabela 29 o faseamento das soluções nas duas instalações experimentais, e o respetivo período de avaliação.



Fig. 4- Aspeto geral das coberturas e das diferentes soluções avaliadas: a) Solução XN em C6; b) Solução XB em C5; c) Solução XN/PB em C6

Tabela 29- Faseamento das soluções analisadas

Fases	Identificação da solução			Período
	C5	C6	Regime de climatização	
1	XB	XN	Livre	26-Jun a 05-Jul
2	XB	XN/PB	Livre	09-Ago a 18-Ago
3	XB	XN/PB	Condicionado	30-Ago a 08-Set
4	XB	XN/PB	Livre	17-Nov a 26-Nov
5	XB	XN/PB	Condicionado	01-Dez a 10-Dez

### Avaliação do desempenho térmico e energético

A caracterização do desempenho térmico em tempo real de cada solução foi feita com base na análise de temperaturas ambientes interiores em cada célula quando em regime livre, e nos consumos elétricos em regime condicionado, em períodos de dez dias consecutivos.

**Fase 1.** Este caso compreende a avaliação das soluções de cobertura XB na célula C5 e XN em C6 no período de 26 de junho a 5 de julho em regime livre (Fig. 5). Este período caracterizou-se de uma forma geral por forte radiação solar e temperatura exterior elevada - média das temperaturas médias ( $\bar{T}_{méd}$ ) de 25,9 °C, temperatura mínima média ( $\bar{T}_{min}$ ) de 18,9 °C e temperatura máxima média ( $\bar{T}_{máx}$ ) igual a 33,0 °C.

Os valores das temperaturas interiores medidos nas células C5 e C6 indiciam uma rápida resposta das células face a variações exteriores (dias 1 e 2 de junho). O desfaseamento diário das temperaturas máximas exterior e interior é de cerca de 4:30 h em ambas as duas células. Verifica-se que no período de medição a amplitude térmica interior média ( $\bar{A}_{int}$ ) nas duas células é praticamente igual (4,7 °C e 4,8 °C respetivamente para C5 e C6), no entanto a temperatura ambiente interior média é na célula C6 superior em 1,3 °C à medida na célula C5. Foi registada na célula C6 a temperatura máxima ( $T_{máx}$ ) de 36,3 °C e na célula C5 de 34,9 °C.

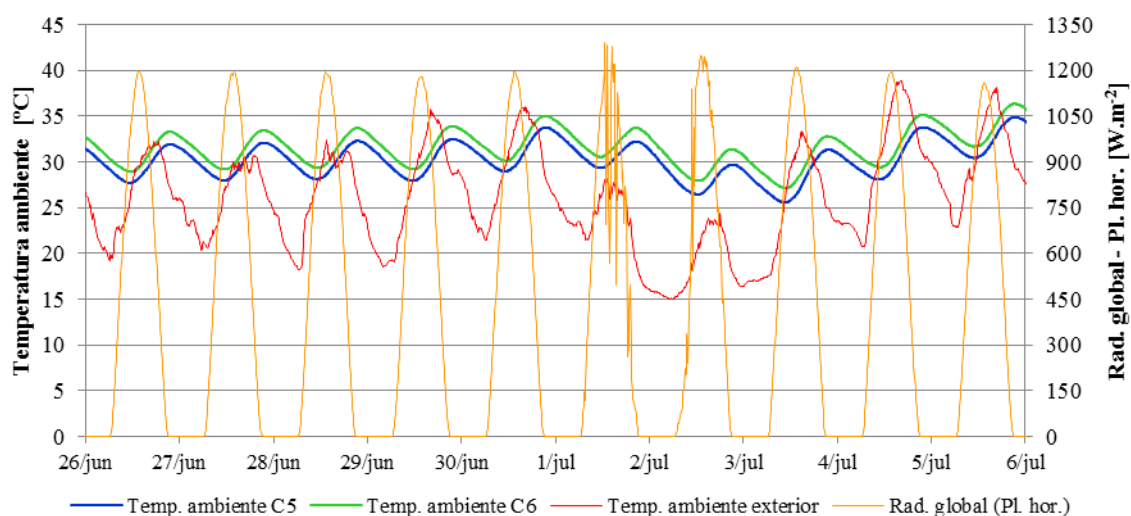


Fig. 5 - Avaliação em regime livre - temperatura ambiente interior nas células experimentais C5 (XB) e C6 (XN), temperatura ambiente exterior e radiação solar global num plano horizontal (26 de junho a 5 de julho)

**Fase 2.** Nesta fase, entre os dias 9 e 18 de agosto, avaliou-se o comportamento em regime livre das soluções XB e XN/PB, instaladas respetivamente em C5 e C6 (Fig. 6).

As condições climáticas neste período foram idênticas às verificadas na fase 1, com  $\bar{T}_{méd} = 25,1\text{ °C}$ ,  $\bar{T}_{min} = 18,7\text{ °C}$  e  $\bar{T}_{máx} = 33,2\text{ °C}$ .

O desfaseamento diário das temperaturas máximas exterior e interior é idêntico ao observado na fase 1. A amplitude térmica interior média registada foi de  $4,7\text{ °C}$  em C5 e de  $2,2\text{ °C}$  para C6. A temperatura ambiente interior média da célula C5 foi superior em  $5,6\text{ °C}$  à medida na célula C6. As temperaturas máximas ocorreram no dia 10 de agosto em ambas células ( $34,3\text{ °C}$  e  $27,1\text{ °C}$ , respetivamente para C5 e C6).

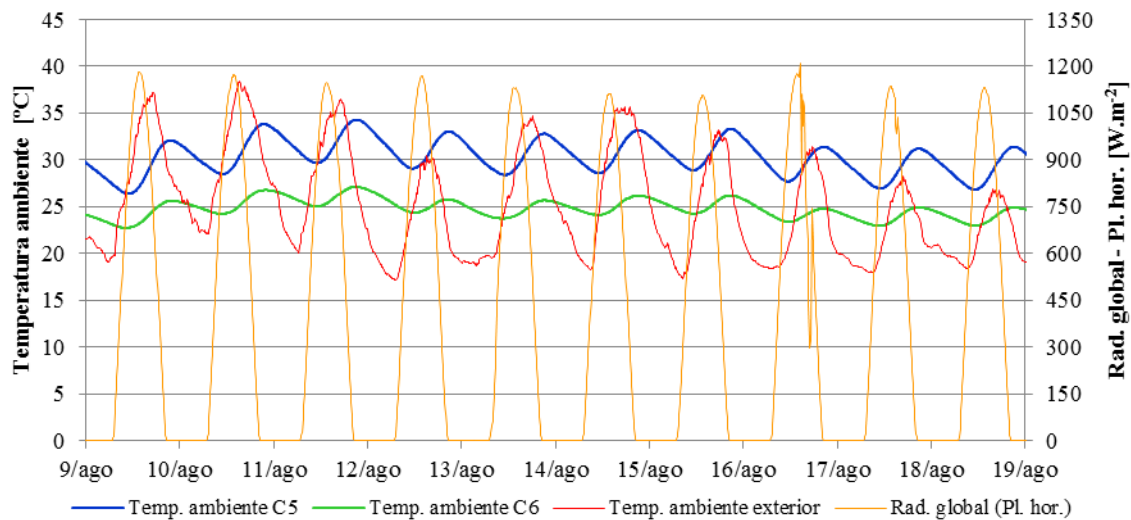


Fig. 6 - Avaliação em regime livre - temperatura ambiente interior nas células experimentais C5 (XB) e C6 (XN/PB), temperatura ambiente exterior e radiação solar global num plano horizontal (9 de agosto a 18 de agosto)

**Fase 3.** Na fase 3 a temperatura ambiente interior foi condicionada pelo funcionamento das bombas de calor, e o *set point* para a temperatura interior foi definido para  $20\text{ °C}$  nas duas células. Foram mantidas as soluções de cobertura referidas para a fase 2.

Durante este período, (30 de agosto a 8 de setembro), verificou-se a diminuição das temperaturas exteriores em relação às fases anteriores, com  $\bar{T}_{méd} = 23,9\text{ °C}$ ,  $\bar{T}_{min} = 18,0\text{ °C}$  e  $\bar{T}_{máx} = 31,1\text{ °C}$ . A menor altura solar neste período resultou numa redução da radiação solar global diária em plano horizontal, em cerca de  $9000\text{ W.m}^{-2}$ , face ao período anterior (Fig. 7).

Verificou-se ainda que as temperaturas médias interiores nas células foram de  $19,8\text{ °C}$  e  $18,6\text{ °C}$ , respetivamente para C5 e C6. Ainda assim, a energia elétrica consumida para a manutenção da temperatura ambiente interior na célula C6 foi inferior em  $1\text{ kWh.dia}^{-1}$ , em relação à consumida na célula C5 (consumo médio diário de  $3,2$  e de  $2,2\text{ kWh}$  respetivamente para C5 e C6).

**Fase 4.** Durante este período (17 a 27 de novembro), foi analisado o comportamento em regime livre das soluções XB em C5 e XN/PB em C6. Esta fase corresponde já à estação de aquecimento, com temperaturas médias a inferiores a  $15\text{ °C}$ , observando-se  $\bar{T}_{méd} = 10,6\text{ °C}$  com  $\bar{T}_{min} = 7,4\text{ °C}$  e  $\bar{T}_{máx} = 14,1\text{ °C}$  (Fig. 8). A radiação solar média diária em plano horizontal no período foi aproximadamente  $18000\text{ W.m}^{-2}$ , atingindo valores máximos em dias limpos de cerca de  $24000\text{ W.m}^{-2}$ .

A amplitude térmica interior média registada foi de  $1,8\text{ °C}$  em C5, e de  $1,2\text{ °C}$  para C6. A temperatura ambiente interior média em C5 foi superior em  $1,4\text{ °C}$  à observada em C6. Verificou-se ainda que nos dias de elevada radiação solar do início do período em análise (17 a 19 de novembro) a diferença da temperatura média interiores entre C5 e C6 é superior a  $1,9\text{ °C}$ . Em oposição, nos dias de maior nebulosidade (22 e 23 de novembro), esta diferença é inferior a  $1,0\text{ °C}$ .

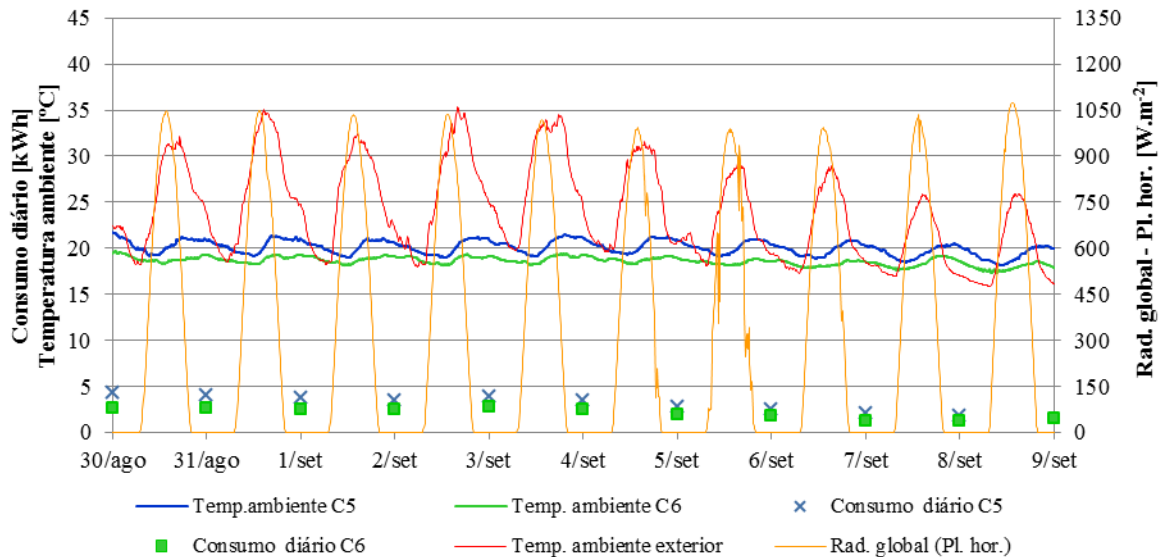


Fig. 7 - Avaliação em regime condicionado - consumo energético diário e temperatura ambiente interior nas células experimentais C5 (XB) e C6 (XN/PB), temperatura ambiente exterior e radiação solar global num plano horizontal (9 de agosto a 18 de agosto)

**Fase 5.** Nesta fase, a temperatura ambiente interior foi controlada com auxílio de um ventilador, ligado a um termostato com set point definido para 20 °C. Foram mantidas as soluções de cobertura referidas anteriormente para as fases 2 a 4.

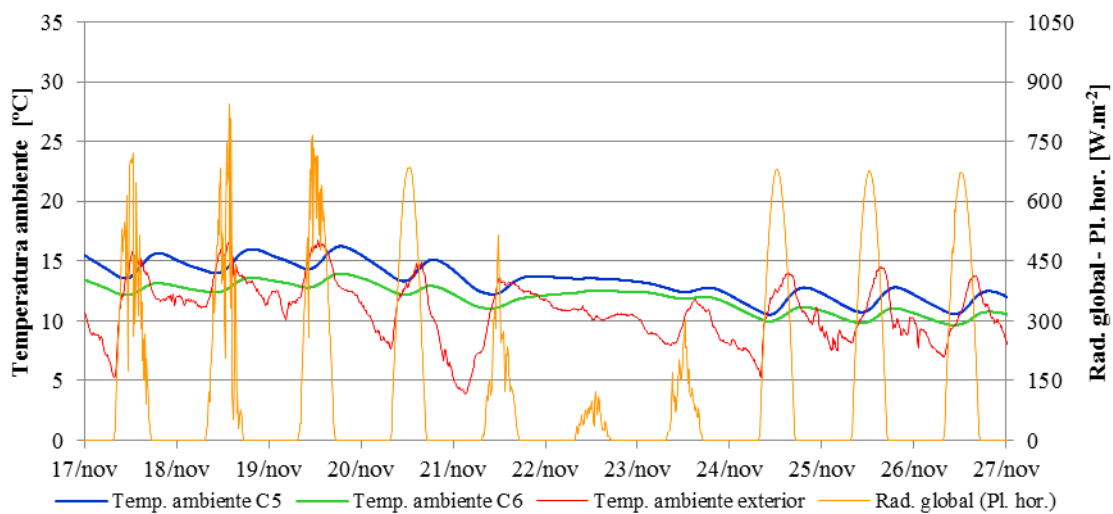


Fig. 8 - Avaliação em regime livre - temperatura ambiente interior nas células experimentais C5 (XB) e C6 (XN/PB), temperatura ambiente exterior e radiação solar global num plano horizontal (17 a 27 de novembro)

O período (1 a 10 de dezembro), caracterizou-se por dias limpos e frios. A temperatura exterior média foi de 9,9 °C, observando-se  $\bar{T}_{\min} = 5,8$  °C e  $\bar{T}_{\max} = 15,6$  °C. A radiação solar global diária em plano horizontal, manteve-se perto dos 23 kWh.m<sup>-2</sup> (Fig. 9).

No decorrer deste período a diferença entre as temperaturas médias interiores nas células em estudo foi de aproximadamente 0,1 °C. A energia elétrica consumida no período para manter a temperatura interior nas células experimentais, foi de 246 e 281 kWh, em C5 e C6 respetivamente.

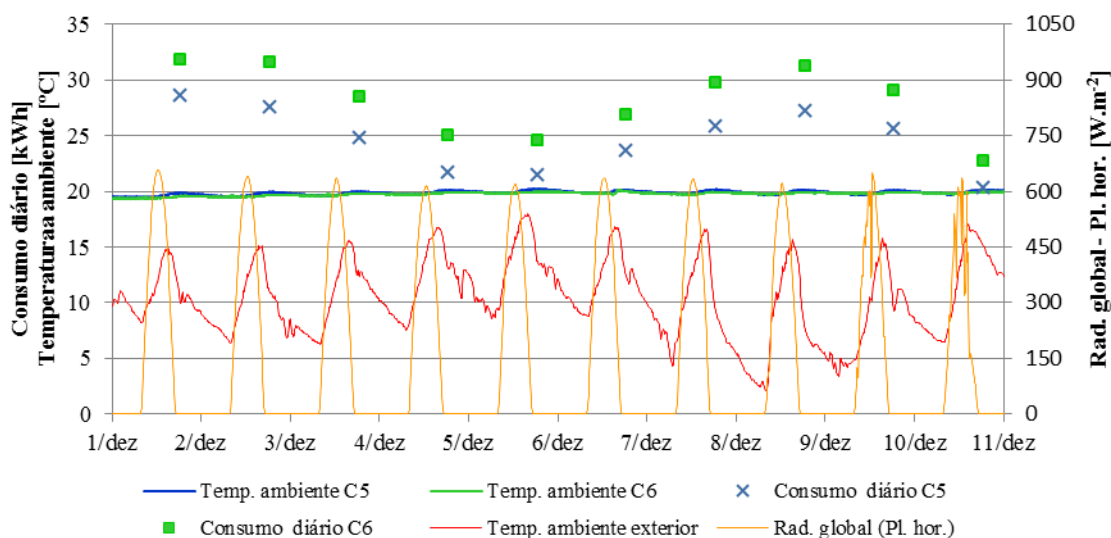


Fig. 9 - Avaliação em regime condicionado - consumo energético diário e temperatura ambiente interior nas células experimentais C5 (XB) e C6 (XN/PB), temperatura ambiente exterior e radiação solar global num plano horizontal (1 a 10 de dezembro)

## Conclusões

Os resultados experimentais mostram que as soluções de cobertura de maior refletância, têm um efeito de proteção térmica durante a estação no verão ao refletir a radiação solar incidente.

Na estação quente, este efeito promove a melhoria das condições de conforto térmico no interior de espaços não climatizados, e a diminuição do consumo energético e dos requisitos de potência térmica máxima dos equipamentos em espaços climatizados.

Durante o inverno verifica-se o aumento das necessidades energéticas para a obtenção de conforto térmico, já que há uma redução dos ganhos solares pela cobertura.

A diminuição da temperatura máxima do ar interior na estação estival de C6(XN/PB) em relação a C5(XB) atingiu os 7,2 °C (dia 10 de agosto) com uma média no período de menos 6,8 °C. É ainda de salientar que a solução XB apresenta uma melhoria na refletância face a uma solução do tipo XN. Em contrapartida, no período de inverno, a redução da temperatura ambiente interior foi em média de 1,1 °C, apresentando o valor máximo de 1,6 °C no período avaliado.

Em relação à carga de arrefecimento, verificou-se a diminuição do consumo elétrico em 1 kWh/dia. Comparativamente, a carga de aquecimento teve um agravamento de 3,5 kWh/dia (aquecimento com resistência elétrica). No entanto é de referir que a eficiência dos equipamentos utilizados tem a maior importância nesta avaliação, sendo de prever que no caso de se utilizar o mesmo equipamento para aquecimento e arrefecimento (bomba de calor com COP = 5.86), o aumento do consumo elétrico para aquecimento seja apenas de aproximadamente 0,6 kWh/dia.

## Agradecimentos

Os autores agradecem às empresas que apoiaram a construção das células experimentais através da cedência a título gracioso de materiais, equipamentos e/ou mão de obra: *Betão Liz, S.A.; Betaterm - Térmica de Edifícios, Lda.; Clorofila - Cisneiros Unip Lda; Cruzfer - Representações, Materiais e Ferragens, Lda.; DuoForm - Sistemas de Construção, Lda.; Caixiplás, Lda.; CIN - Corporação Industrial do Norte, S.A.; DX-POR Climatização, S.A.; Fersil - Freitas & Silva, S.A.; ISORENEL, S.A.; Imperialum - Sociedade Comercial de Revestimentos e Impermeabilizações, S.A.; Panedge - Indústria e Comércio de Painéis, Lda; Transportes Morgadinha, Lda; Toshiba - Ar Condicionado e Vidroforne - Comércio e Indústria de Vidros e Espelhos, Lda.*

## **Referências**

- [1] A. Synnefa, M. Santamouris, H. Akbari: Estimating the effect of using cool coatings on energy loads and thermal comfort in residential buildings in various climatic conditions, *Energy and Buildings* 39 (2007) 1167–1174.
- [2] L. Matias, L. Gonçalves, A. Costa e Carlos Santos - Cool facades. Thermal performance assessment using infrared thermography in: “Congresso Luso-Brasileiro de Materiais de Construção Sustentáveis, CLB-MCS” proceedings. Guimarães (Portugal), March 2014.





## Estratégias bioclimáticas em projeto de habitação de interesse social

MARTINS, Marcele Salles<sup>1, a</sup>, ROMANINI, Anicoli<sup>2, b</sup> e GARCIA, Sheila<sup>3, c</sup>

<sup>1</sup> Núcleo de Estudo e Pesquisa em Edificações Sustentáveis, Escola de Arquitetura e Urbanismo da Faculdade Meridional – Imed, Rua Senador Pinheiro, 304, Bairro Rodrigues, Cep 99070-220. Passo Fundo/RS/Brasil

<sup>2</sup> Núcleo de Estudo e Pesquisa em Edificações Sustentáveis, Escola de Arquitetura e Urbanismo da Faculdade Meridional – Imed, Rua Senador Pinheiro, 304, Bairro Rodrigues, Cep 99070-220. Passo Fundo/RS/Brasil

<sup>3</sup> Núcleo de Estudo e Pesquisa em Edificações Sustentáveis, Escola de Arquitetura e Urbanismo da Faculdade Meridional – Imed, Rua Senador Pinheiro, 304, Bairro Rodrigues, Cep 99070-220. Passo Fundo/RS/Brasil

<sup>a</sup>marcelemartins@imed.edu.br, <sup>b</sup>anicoli@imed.edu.br, <sup>c</sup>garcia.she@hotmail.com

**Palavras-chave:** Desempenho térmico, Habitação de Interesse Social, Conforto Térmico.

**Resumo.** As pesquisas em desenvolvimento do Núcleo de Estudo e Pesquisa em Edificações Sustentáveis da Faculdade Meridional (Passo Fundo, RS/Brasil) buscam soluções arquitetônicas e urbanas que possam de maneira eficiente auxiliar as condições de conforto ambiental das edificações. O Núcleo desenvolveu um projeto arquitetônico, que prevê a construção de 210 habitações de interesse social, com premissas da construção evolutiva, racionalidade no processo construtivo e melhora no conforto térmico dos seus futuros usuários. Dessa forma, o projeto indica a utilização do Light Steel Frame (LSF) como sistema construtivo, vedação interna de placa de OSB, recheio de lã de rocha e externamente placa cimentícia. Para avaliar o desempenho térmico do tamanho das aberturas, das vedações e cobertura, foram realizadas várias simulações computacionais, com os materiais propostos e com outros materiais, tais como: lã de vidro e placas de gesso acartonado, com o intuito de verificar qual opção apresentaria melhor desempenho frente às normativas vigentes e atenderia o mínimo de conforto para a zona bioclimática da cidade de implantação do projeto. Após as análises dos dados coletados, observou-se que se adotadas algumas estratégias bioclimáticas passivas, sem um custo significativo, acrescidas ao projeto, maximizariam o conforto dos ocupantes, assim como, a orientação solar, implantação da edificação, cor das paredes externas e ventilação cruzada.

### Introdução

A avaliação do desempenho térmico de uma edificação possibilita analisar a relação das trocas térmicas entre o ambiente construído e o ambiente externo. Esta relação se torna vital, se levado em conta as condições climáticas do local em que a edificação está inserida.

A arquitetura energeticamente eficiente, climaticamente adequada ou bioclimática, ou mais corretamente a boa arquitetura, como contraponto à atual tendência da arquitetura mundial, tem sido debatida no Brasil e no mundo sob diversos aspectos que vão, desde a necessidade de preservação e recuperação dos recursos naturais, passando pela possibilidade de restrições energéticas crescentes, até a necessidade de adoção de um modelo de desenvolvimento ambientalmente sustentável [1].

Convém salientar a distinção entre desempenho térmico e comportamento térmico. O comportamento térmico é caracterizado pela resposta física que a edificação apresenta quando submetida às solicitações do clima externo (variáveis climáticas) e às condições de uso dos ambientes, destacando-se a geração de calor interno advindo da presença de pessoas e equipamentos no interior dos ambientes. Esta resposta pode ser identificada observando-se fatores como a

variação da temperatura e umidade do ar interno ou dos fluxos de calor transmitidos através das vedações (paredes e cobertura, principalmente).

Quando tais fatores são confrontados com parâmetros de referência, ou seja, pré-requisitos que enfocam o atendimento das exigências dos usuários quanto ao comportamento da edificação em uso, tem-se uma avaliação do desempenho térmico.

No caso de uma edificação residencial, o seu comportamento térmico é determinado, principalmente, em função das condições ambientais externas. Em residências, a ocupação é menor do que em um edifício comercial, de modo que há menos geração de calor interno advindo de pessoas, computadores e sistemas de iluminação artificial, por exemplo.

Nesse caso, os ganhos de calor através das superfícies externas (paredes e cobertura) e das aberturas existentes (superfícies envidraçadas), assim como as condições de exposição à insolação e à ventilação, são os principais fatores determinantes do desempenho térmico de uma residência. Portanto, o projeto de habitações apresenta um grande potencial para a incorporação de estratégias bioclimáticas, favorecendo o melhor aproveitamento da luz e da ventilação natural, assim como identificando quais os materiais construtivos mais adequados para adaptar a edificação ao contexto climático no qual a mesma se insere [2].

De acordo com Siqueira [3], o desempenho térmico de edificações é um fator determinante em habitações, principalmente em habitações de interesse social, que são destinadas à população de baixa renda. Uma edificação projetada levando-se em conta o clima local potencializa o conforto dos usuários e gera economia de energia.

Dentro do contexto dos estudos desenvolvidos na perspectiva deste artigo, tem-se alguns exemplos como Araújo [4] que realizou um estudo de campo em edificações e seus usuários, determinando parâmetros das variáveis ambientais que propiciam o conforto térmico, a partir da Avaliação Pós-Ocupação, confrontando-os com os índices de conforto térmico comumente utilizados no Brasil, a fim de validar a adoção de algum deles à realidade do objeto de estudo, deixando claro que merece estudo posteriores, com o intuito de correlacionar os dados encontrados com a inércia térmica das edificações pesquisadas, no sentido de comprovar as recomendações de projeto adotadas na região de estudo (Natal-RN). Posteriormente, Oliveira [5] abordou questões relacionadas ao desempenho térmico de habitações unifamiliares no clima quente e úmido e sua avaliação através de simulação computacional, na fase de projeto, buscando uma forma melhor de analisar a decisão arquitetônica e assim promover o entendimento do comportamento térmico das edificações.

Assim, as necessidades humanas de habitação e abrigo, para o desempenho das mais diversas atividades, e sua vinculação com o consumo energético devem ser analisadas de maneira suficientemente fundamentada, considerando a realidade social em que se inserem, suas características culturais e condições climáticas, bem como a problemática tecnológica e os custos ambientais e econômicos envolvidos.

Desta forma, este artigo se propõe a apresentar as simulações computacionais realizadas no projeto de habitação de interesse social, para avaliar o desempenho térmico das aberturas para ventilação, das vedações internas e externas e cobertura, com o intuito de verificar qual opção apresentaria melhor desempenho frente às normativas vigentes e atenderia o mínimo de conforto para a zona bioclimática da cidade de implantação do projeto.

### **Contexto climática da área de estudo**

O clima do Rio Grande do Sul, Estado localizado ao sul do Brasil, é temperado do tipo subtropical, classificado como mesotérmico úmido. Devido à sua posição geográfica, entre os paralelos 27°03'42" e 33°45'09" latitude sul, e 49°42'41" e 57°40'57" longitude oeste, apresenta grandes diferenças em relação ao Brasil. A latitude reforça as influências das massas de ar oriundas da região polar e da área tropical continental e Atlântica. A movimentação e os encontros destas massas definem muitas das características climáticas.

As temperaturas apresentam grande variação sazonal, com verões quentes e invernos bastante rigorosos, com a ocorrência de geada e precipitação eventual de neve. As temperaturas médias variam entre 15 e 18°C, com mínimas de até -10°C e máximas de 40°C.

Especificamente o clima de Passo Fundo/Rio Grande do Sul/Brasil, manteve-se o mesmo, sendo este úmido, mesotérmico e com pouca ou nenhuma deficiência de água, ressaltando apenas que existem períodos de queda nos índices de umidade e umidade efetiva mostrando uma tendência do clima da região para ficar mais seco. O período mais chuvoso encontra-se entre os meses de agosto e outubro. O mês mais quente manteve-se em janeiro com temperaturas média, máxima e mínima de 21,5 °C, 28,5 °C, 17,4 °C respectivamente. O mês mais frio manteve-se em julho com temperaturas média, máxima e mínima iguais a 12,2 °C, 18,7°C, 8,7°C respectivamente.

### Procedimento metodológico

A simulação computacional foi empregada neste trabalho com o objetivo de avaliar o desempenho térmico das aberturas, vedações internas, externas e cobertura de uma residência unifamiliar, baseada em um projeto arquitetônico de uma habitação de interesse social. A tipologia do projeto arquitetônico é comumente empregada em todo o Rio Grande do Sul. Desta forma, tem-se o interesse em realizar uma análise dos projetos comumente praticados nesta zona bioclimática, com a intenção de apresentar sugestões de melhorias, se este for o caso.

O grande projeto do bairro Leonardo Ilha que prevê a construção de 210 novas habitações está localizado em uma área com aproximadamente 94 mil metros quadrados e situado a 5,00 Km do centro urbano da cidade, região noroeste de Passo Fundo/RS.

O estudo foi realizado em uma residência unifamiliar composta por dois dormitórios, uma sala/cozinha/área de serviço conjugadas e um banheiro, com área total de 45,63m<sup>2</sup> (Fig. 1). A residência possui pé direito de 2,60 m, sistema construtivo de Light Stell Frame (LSF), vedação interna de placa de OSB, recheio de lã de rocha e externamente placa cimentícia, aberturas em alumínio do tipo correr, somente nos dormitórios com venezianas, banheiro será do tipo maxi-ar, cobertura com telha cerâmica.



Figura 30: Planta baixa da habitação de interesse social. Fonte: Autoras, 2013.

Foram realizadas as simulações, primeiramente com o memorial descritivo que será utilizado na construção das residências, a partir deste memorial os pesquisadores, elegeram outros materiais para

realizar a verificação das aberturas para ventilação, das vedações internas, externas e cobertura. Os resultados foram apresentados e comparados entre si e de acordo com as especificações definidas pela NBR 15220/2005 [6,7], e de acordo com a zona bioclimática da cidade de Passo Fundo/RS. O dia típico do projeto foi definido como um dia real caracterizado pela velocidade média predominante do vento e pelos valores horários de cada uma das seguintes variáveis: temperatura do ar, umidade relativa do ar e radiação solar incidente em superfície horizontal.

O projeto inicial previa sistema construtivo Light Steel frame, vedações de Placa cimentícia 10mm (Brasilit), Lã de Vidro (Wallfelt – 75mm e, Placa OSB (Masisa – 12mm). Cobertura: Telha Cerâmica, Lã de Vidro (Wallfelt – 75mm ) e, Placa OSB (Masisa – 12mm).

A simulação 01 manteve o sistema construtivo do memorial e utilizou os seguintes parâmetros de vedações e cobertura: Placa cimentícia 10mm (Brasilit), Lã de Rocha (Fibrosom – 60mm), Placa OSB (Masisa – 12mm), cobertura em Telha Cerâmica, Lã de Rocha (Fibrosom – 60mm), Placa OSB (Masisa – 12mm). O comparativo se dará na verificação do desempenho do material lã de vidro em relação à lã de rocha.

Para a simulação 02 foi modificado o material placa cimentícia pela placa de gesso acartonado. Sendo a composição das vedações. Placa cimentícia 10mm (Brasilit), Lã de Rocha (Fibrosom – 60mm com alumínio), Placa Placa em Gesso Cartonado (125mm).

### Aberturas para ventilação

Para uma ventilação eficiente em uma edificação, alguns requisitos são necessários, tais como presença de dispositivos de entrada e de saída de ar, para controlar a ventilação no inverno e ventilar plenamente no verão; controle dos fluxos de ar; venezianas e frestas sob as portas e um adequado projeto das esquadrias, principalmente quanto ao tipo e ao tamanho.

Para o cálculo das aberturas é avaliada a área do piso de cada ambiente, a área total das aberturas de cada ambiente (conforme projeto), para então, se obter a porcentagem da área do piso por ambiente, verificando assim sua adequação frente às normas, conforme Tabela 1, abaixo:

Tabela 1 - Cálculo das aberturas da residência unifamiliar

Ambiente	Área do Piso (m <sup>2</sup> )	Área Total Aberturas (m <sup>2</sup> )	% Área do Piso/Ambiente	NBR 15220 % Área do Piso/Ambiente
Sala/Cozinha	17,52	2,772	15,82	15% < A < 25%
Quarto 1	9,34	0,77	8,24	
Quarto 2	7,82	0,77	9,84	

Fonte: Autoras, 2013.

Segundo a NBR 15220 (2005), para a zona bioclimática 2 (cidade de Passo Fundo/RS), as aberturas para ventilação devem ser médias, ou seja, a área do piso com relação ao ambiente deve ser maior que 15% e menor que 25%. Analisando a tabela acima, pode-se concluir que a abertura para o ambiente sala/cozinha, conforme projeto analisado está em adequação com a norma (15,82%). Os quartos estão inadequados em relação aos parâmetros da norma, pois apresentaram valores abaixo de 15% (8,24 e 9,84, respectivamente), concluindo-se que deve haver um aumento de suas áreas de aberturas para se obter uma ventilação adequada.

A Fig. 2 apresenta as esquadrias do projeto original, e as alterações de desenho propostas para a melhoria das condições de ventilação.

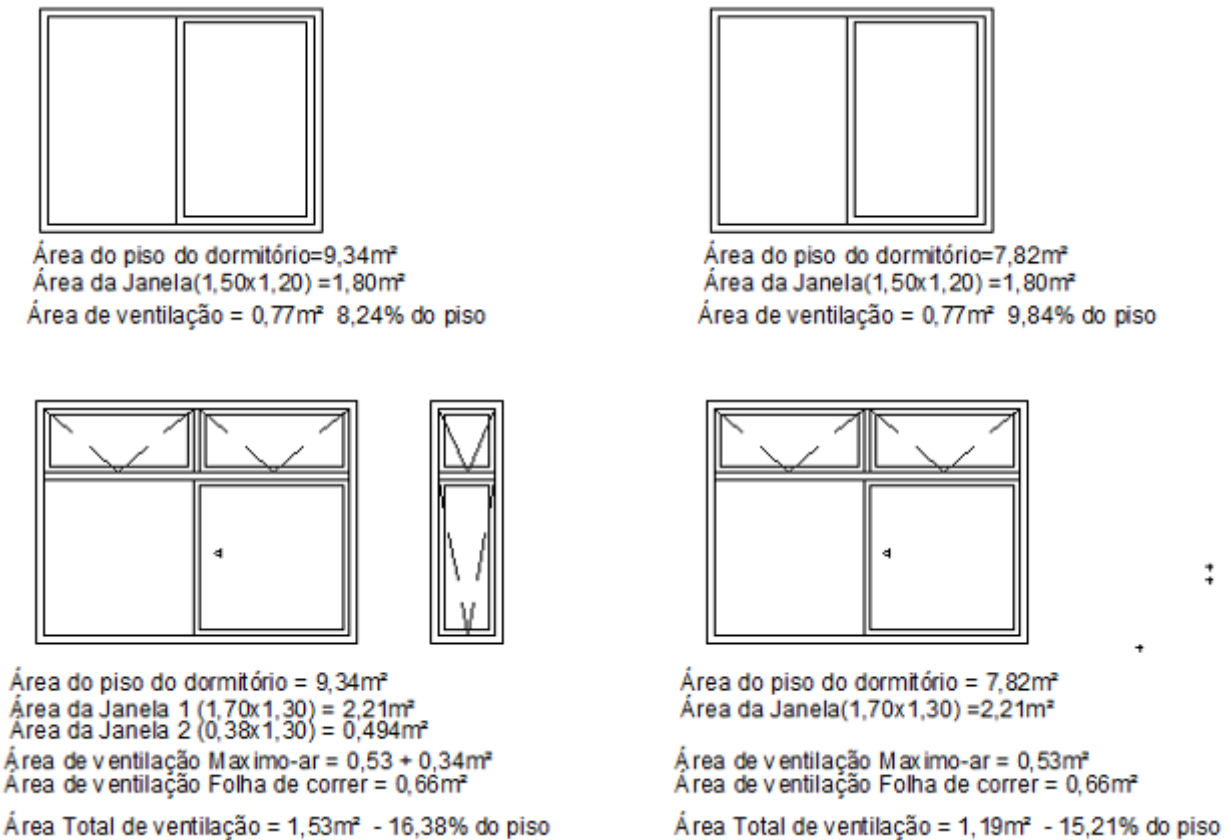


Figura 2: Proposta de projeto para as aberturas. Fonte: Autoras, 2013.

A dimensão correta das aberturas para os ambientes possibilitam uma melhor manutenção da qualidade do ar proporcionando maior higiene com a renovação do ar interno, melhorando o suprimento de oxigênio, a desconcentração de odores, vapores e poluentes como o gás carbônico, gerando então, maior conforto aos usuários. Com a modificação proposta no projeto das aberturas para os dormitórios os percentuais passam a atender aos parâmetros expressos na norma, ficando com percentuais 16,38% no dormitório 1 e 15,21% no dormitório 2.

## Vedações

Para a análise do desempenho térmico das paredes foi utilizado, para os cálculos, o programa de simulação computacional Transmitância, a partir das referências numéricas da norma NBR 15220 (2005). Pela NBR 15220 foram avaliados os critérios transmitância, atraso térmico e fator solar.

De acordo com a NBR 15220/2005, o desempenho térmico das vedações externas – paredes, está adequado (Tabela 2), conforme especificado pela transmitância térmica (U), atraso térmico ( $\phi$ ) e fator solar (FS):

Quando analisados os materiais entre si, verificou-se que as propriedades térmicas de todos os componentes construtivos apresentam-se adequadas às recomendações da norma. Entretanto, o que apresentou melhor desempenho em relação à transmitância térmica ( $U < 3,00$ ) foi a lã de rocha + alumínio ( $U = 0,52$ ), porque ofereceu o menor valor quanto a resistência térmica total. Em relação ao atraso térmico ( $0 < 4,3$ ), a lã de rocha com alumínio também apresentou o melhor resultado, visto que ofereceu a solução com um atraso térmico mais elevado, que conseqüentemente contribui para a melhoria do comportamento térmico da residência, porque retarda a perda ou ganho de calor através da envolvente. Quanto ao fator solar, verificou-se que este não obteve diferença, sendo que os materiais possuem o mesmo percentual, logo não interferem nas escolhas projetuais.

Tabela 2 - Análise do desempenho térmico das paredes de acordo com a NBR 15220/2005.

Zona	Vedação externa Parede	Transmitância térmica – U W/m <sup>2</sup> .k	Atraso térmico – $\phi$ Horas	Fator solar FS - %
Zona 2	Leve	U<3,00	0<4,3	FS<5,0
PAREDE PROJETO INICIAL	Lã vidro	U = 0,47	3,4	0,4
PAREDE 1	Lã rocha	U = 0,56	3,7	0,4
PAREDE 2	Lã rocha + alumínio	U = 0,52	3,9	0,4

Fonte: Autoras, 2013.

## Cobertura

Para a análise do desempenho térmico da cobertura foi utilizado, para os cálculos, o programa de simulação computacional Transmitância, a partir das referências numéricas da norma NBR 15220 (2005). Pela NBR 15220 foram avaliados os critérios transmitância, atraso térmico e fator solar. De acordo com a NBR 15220/2005, o desempenho térmico das vedações externas – cobertura, está adequado (Tabela 3), conforme especificado para transmitância térmica (U) e fator solar (FS) e não está adequado para o atraso térmico ( $\phi$ ).

Tabela 3: Análise do desempenho térmico das vedações externas – cobertura de acordo com a NBR 15220/2005.

Zona	Vedação Externa Cobertura	Transmitância térmica – U W/m <sup>2</sup> .k	Atraso Térmico – $\phi$ horas	Fator Solar FS - %
Zona 2	Leve isolada	U<2,00	0<3,3	FS<6,5
COBERTURA PROJETO INICIAL	Lã vidro	U = 0,22	9,8	0,7
COBERTURA 1	Lã rocha	U = 0,25	9,4	0,8

Fonte: Autoras, 2013.

Dessa forma, o projeto que manteve a cobertura inicial apresentou o melhor desempenho em relação à transmitância térmica, porém quanto ao atraso térmico, as simulações constataram que nenhuma das coberturas estão adequadas, visto que ambas atingiram um índice muito superior ao permitido pela norma.

Ainda, para o preenchimento dos dados no programa Transmitância, foi utilizada, a direção do fluxo de calor, em que se obtém a resistência térmica superficial interna e externa, a direção horizontal para paredes e a direção descendente para cobertura.

Para os dados das seções, são preenchidos os valores que correspondem à altura e ao comprimento do material de construção a ser analisado ou das camadas de materiais a serem analisadas.

Para os dados das camadas, são preenchidos os valores que correspondem às propriedades térmicas dos materiais de construção. As propriedades analisadas são: densidade de massa aparente ( $\rho$ ), condutividade térmica ( $\lambda$ ), calor específico de materiais (c) e espessura dos materiais (e).

## Sugestões para adoção de estratégias bioclimáticas e de eficiência energética no futuro projeto de habitação em estudo

Mediante as indicações da carta bioclimática, tendo em vista as condições bioclimáticas da zona 2, e a análise crítica da Simulação Computacional apresentada acima, propõem-se algumas estratégias de projeto, sendo as principais: ventilação natural, massa térmica e resfriamento evaporativo. Além disso, poderão ser adotadas outras estratégias que visam à sustentabilidade, como o uso de um painel solar alternativo para aquecimento da água de consumo e de uma cisterna para o recolhimento da água das chuvas.

A cor branca na edificação foi proposta durante a simulação computacional e indica-se o seu uso por ser a que mais reflete os raios solares. Por serem iluminadas com a luz branca, as paredes refletem todas as cores do espectro, não absorvendo praticamente nenhuma. Nos locais em que for necessária a absorção dos raios solares, como no painel solar, poderão ser utilizados materiais de cor escura.

O sistema de ventilação que poderá ser empregado na edificação consiste na estratégia bioclimática mais importante a ser utilizada neste projeto, pois é por meio dele que a temperatura, a umidade do ar e a higienização nos ambientes são controladas. Tanto no verão como no inverno, o caminho de circulação do ar através dos ambientes será o mesmo, sendo obtidas as características térmicas do ar desejadas no caminho de entrada. Portanto, a proposta de mudança no desenho das esquadrias, permitirá que a residência obtenha ventilação higiênica no inverno, mantendo o acúmulo de calor, mas realizando a troca de ar pelas bandeiras propostas.

Além disso, poderá ser idealizado um sistema de aquecimento de água por painel solar alternativo, - um modelo composto por materiais de baixo custo, ou seja, um vidro simples e uma serpentina de canos de cobre, que serão ligados ao reservatório térmico localizado no interior da cobertura. O painel estará situado no lado norte do telhado, buscando um ângulo ideal de incidência dos raios solares com a superfície do coletor, o que possibilita o máximo rendimento no período de inverno. Ele cobre uma área de aproximadamente 4m<sup>2</sup> (1 x 4m) e é isolado do restante da edificação, impedindo trocas térmicas. Seu dimensionamento leva em consideração o número de pessoas estimadas na residência de cinco pessoas.

Quanto aos materiais analisados recomenda-se para a placa cimentícia - placa de gesso acartonado, a utilização da composição das vedações da segunda simulação: Placa cimentícia 10mm (Brasilit), Lã de Rocha (Fibrosom – 60mm com alumínio), Placa Placa em Gesso Cartonado (125mm).

Quanto a cobertura, sugere-se a substituição da telha cerâmica pela telha metálica, juntamente com a utilização de uma cobertura com quatro camadas, sendo elas de telha metálica com pintura branca nas duas faces, câmara de ar, manta de lã de rocha e forro de madeira. Estas especificações estão presentes no projeto da Casa Eficiente desenvolvido pela Universidade Federal de Santa Catarina (Fig. 3).

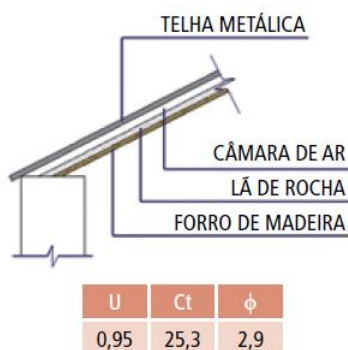


Figura 3: Proposta de cobertura da Casa Eficiente - UFSC.

Fonte: Lamberts *et al.* [5].



## Conclusões

O uso de programas computacionais para simulação de edificações tem se mostrado eficiente no auxílio às análises de desempenho termo-energético. Em linhas gerais, este trabalho apresentou uma análise do desempenho térmico de habitações de interesse social, considerando a zona bioclimática da cidade de Passo Fundo/RS, através da comparação dos requisitos da NBR 15220/2005, utilizando simulação computacional no programa Transmitância.

O programa Transmitância foi utilizado em diversas simulações computacionais nas etapas iniciais de avaliação do projeto. Elas permitiram e facilitaram a análise de alguns requisitos como: o tamanho das aberturas para ventilação, as vedações externas (tipo de revestimento de parede e tipo de cobertura).

De acordo com o projeto de habitação unifamiliar analisado, os tamanhos das aberturas para ventilação, considerando as áreas de maior permanência sala/cozinha, possuem dimensões adequadas para garantir conforto térmico e condições de ventilação adequadas, em todos os períodos do ano, na zona bioclimática a qual se insere o projeto. Mas os tamanhos das aberturas dos dormitórios apresentaram dimensões inadequadas, sendo necessário a realização de modificações de desenho, para permitir as condições satisfatórias em todos os períodos do ano, permitindo conforto ao futuro usuário.

Porém, de acordo com as análises das vedações externas (paredes e cobertura), conforme as referências normativas e os cálculos (simulação computacional), a segunda simulação composta por Placa cimentícia, Lã de Rocha e Placa Placa em Gesso Cartonado, proporcionam melhor conforto térmico aos usuários e desempenho térmico à edificação. Com relação a cobertura, sugere-se a substituição da telha cerâmica pela telha metálica, juntamente com a utilização de uma cobertura com quatro camadas, sendo elas de telha metálica com pintura branca nas duas faces, câmara de ar, manta de lã de rocha e forro de madeira.

Portanto, por se tratar de habitações populares, percebe-se que a maioria dos itens analisados está em conformidade com as normas utilizadas como referência para que se obtenha o mínimo de conforto em relação à edificação e a zona bioclimática de Passo Fundo, RS. Algumas estratégias bioclimáticas passivas, sem um custo significativo, acrescidas ao projeto, maximizariam o conforto dos ocupantes, assim como, a orientação solar, implantação da edificação, cor das paredes externas e ventilação cruzada. Ainda, no decorrer do artigo apresentou-se outras alternativas igualmente viáveis de serem implantadas e que não acarretariam elevação significativa no custo final da habitação.

Assim sendo, a Arquitetura Sustentável também passa a ser conhecida como de alta eficiência energética, porque economiza e conserva a energia que capta, produz ou transforma no seu interior, reduzindo, portanto, o consumo energético e a suposta poluição ambiental. É uma arquitetura pensada com o clima do lugar, com um desenho que permite tirar maior proveito das condições naturais do sítio, estabelecendo condições adequadas de conforto físico e mental dentro do espaço físico em que se desenvolve.

Para tanto, a arquitetura empregada nas habitações de interesse social no Brasil, deverão ter um olhar mais crítico quanto a sua funcionalidade e eficiência, para que se tenha condições de entregar projetos, apesar de simples em sua forma, mas eficientes na sua concepção e operação.

## Referências

- [1] HENSEN, J.L.M. e LAMBERTS, R. Building Performance Simulation for Design and Operation. Routledge, 2011, 512 p.
- [2] LAMBERTS, R. et al. Casa eficiente: Bioclimatologia e desempenho térmico. Florianópolis:UFSC/LabEEE; 2010, V.1, 123 p.
- [3] SIQUEIRA, T. C. P. A. et al. Dados climáticos para avaliação de desempenho térmico de edificações. In: Revista Escola de Minas, vol. 58, nº 2. Ouro Preto. Abr/Jun 2005.

- [4] ARAÚJO, V.M.D. de. Parâmetros de conforto térmico para usuários de edificações escolares no litoral nordestino brasileiro (o caso de Natal/RN). Natal: EDUFRN, 2001.
- [5] Casa eficiente: simulação computacional do desempenho termo-energético / editores: Roberto Lamberts [et al.]. Florianópolis: UFSC/LabEEE, 2010.
- [6] OLIVEIRA, A.G. de. Metodologia para avaliação do desempenho térmico em residências unifamiliares no clima quente úmido. 2006. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) - Programa de Pós-graduação em Arquitetura e Urbanismo, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2006.
- [7] ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15220-2: Desempenho Térmico de Edificações, Parte 2: Métodos de cálculo da transmitância térmica, da capacidade térmica, do atraso térmico e do fator solar de elementos e componentes de edificações. Rio de Janeiro, 2005.
- [8] ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15220-3: Desempenho Térmico de Edificações, Parte 3: Zoneamento bioclimático brasileiro e diretrizes construtivas para habitações unifamiliares de interesse social. Rio de Janeiro, 2005.



## Impacto da escolha do vidro em aberturas associado ao dispositivo prateleira de luz para o conforto visual em ambientes de escritório

MAIOLI, Ricardo N.<sup>1,a</sup>, TAUFNER, Mariani D.<sup>2,b</sup> e ALVAREZ, Cristina E.<sup>1,c</sup>

<sup>1</sup> Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil,  
Universidade Federal do Espírito Santo – UFES  
Av. Fernando Ferrari nº 514, Goiabeiras, Vitória – ES, Brasil

<sup>2</sup> Laboratório de Planejamento e Projetos – LPP  
Universidade Federal do Espírito Santo – UFES  
Av. Fernando Ferrari nº 514, Goiabeiras, Vitória – ES, Brasil

<sup>a</sup>ricardomaioli@gmail.com, <sup>b</sup>marianitaufner@gmail.com, <sup>c</sup>cristina.engel@ufes.br

**Palavras-chave:** Vidro, Prateleira de Luz, Iluminação Natural, *Software Daysim*.

**Resumo.** Conhecer e aplicar o potencial da iluminação natural em ambientes internos de edifícios é de fundamental importância quando se consideram as questões termo-energéticas e de conforto visual. Em regiões tropicais o uso do dispositivo prateleiras de luz pode contribuir para otimizar a distribuição e controlar a luz excessiva no plano de trabalho. A porção de vidro acima desse dispositivo é responsável pelo aporte de luz natural enquanto a localizada abaixo da prateleira é importante para o usuário como forma de contato visual com o exterior. Entretanto, a parcela inferior da abertura pode ocasionar brilho excessivo no ambiente interno, comprometendo o conforto visual do usuário. Com o intuito de investigar uma configuração que proporcione melhor aproveitamento de luz natural sem prejuízo visual ao usuário, esta pesquisa teve por objetivo avaliar o comportamento da prateleira de luz associada com diferentes tipos de vidro. Devido à larga dimensão territorial do Brasil – que resulta em variações significativas na luminosidade da região –, o recorte do objeto considerou o desempenho de três tipos de vidro combinados com a presença da prateleira de luz em seis diferentes latitudes brasileiras para um mesmo modelo de edifício de escritórios. Foi investigado o percentual de iluminância útil nos ambientes durante o ano e os níveis de luminâncias provenientes das aberturas com o auxílio do *software Daysim*. Os resultados analisados demonstram que é possível diminuir o brilho excessivo, provendo maior conforto visual ao usuário através de uma correta especificação do tipo de vidro, de acordo com a latitude do lugar.

### Introdução

Sistemas de redirecionamento da luz natural, como é o caso das prateleiras de luz, já vêm sendo estudados há alguns anos como ferramenta de melhora da uniformidade da luz diurna, controle da luz direta e redução de brilho [1]. Estas se caracterizam por apresentar dispositivo de sombreamento que bloqueia a luz solar direta, que é redirecionada para o teto e fundos do ambiente, o que reduz ganho de calor e brilho nas superfícies do espaço interno. O desempenho dessa ferramenta varia de acordo com a dimensão/ângulo, a localização e o valor de refletância [2]. Por possuir maior influência na admissão de luz natural dentro de um edifício, sistemas como a prateleira de luz demonstram que é possível economizar até duas horas de luz elétrica por dia, principalmente porque com o bloqueio da radiação solar direta associado à reflexão da luz para o interior do ambiente, ocorre menor necessidade de se fechar persianas, quando comparada a uma janela convencional [3]. Arquitetos e designers possuem o desafio de levar em consideração que grande quantidade de brilho em um ambiente de trabalho é fator de difícil adaptação para o olho humano, podendo obscurecer a visão em situações de contraste excessivo [4]. Na tentativa de controlar esse brilho indesejável, é comum o uso de diferentes tipos de vidro, como os vidros com baixa transmitância, principalmente em países cujo ganho solar ocorre em excesso. Porém, parte da luz natural que poderia ser

aproveitada a fim de minimizar o uso de iluminação artificial é bloqueada e, além disso, a relação do usuário com o exterior torna-se prejudicada [5].

No Brasil, o tipo de vidro mais usado para edifícios de escritórios é o vidro comum transparente; que se caracteriza por possuir alto índice de transmitância luminosa, cerca de 90% [6]. No entanto, apesar de uma boa aceitação no mercado nacional da construção civil, quando se considera a relação entre usuário e produto a partir de valores qualitativos, a preferência de ocupantes de escritório por uma sala com vidro cor bronze, com transmitância mediana de aproximadamente 53%, é significativa. Essa preferência é justificada por apresentar valores mais agradáveis e naturais de brilho no ambiente, quando comparada com outros tipos de vidro [7].

O uso das prateleiras de luz em conjunto com diferentes tipos de vidro pode influenciar na economia de energia total ou energia provida da iluminação artificial. Segundo a pesquisa desenvolvida por Santos e Souza [8], em todas as situações avaliadas, independente do tipo de vidro, a fachada norte apresentou maior redução de consumo.

Uma das ferramentas de destaque para investigação e análise de percentuais lumínicos proveniente de aberturas verticais no interior de um edifício é o *software* Daysim. Este considera os dados climáticos típicos do local e usa o método *Ray-tracing* para cálculo de Iluminância [9, 10], que possui a vantagem de personalizar as superfícies ópticas dos materiais a serem simulados. Além disso, o *software* considera informações sobre sombreamento contextual e reflexão baseada em um modelo geométrico tridimensional detalhado, o que conseqüentemente, contribui para aproximação com a realidade. Outro fator importante é a simulação da irradiação em um ano inteiro, a fim de garantir maior precisão na investigação [9].

## Metodologia

A pesquisa realizada investiga a iluminância interna proveniente de iluminação natural em um ambiente hipotético de escritórios. Baseado no levantamento de dados investigados por Lamberts, Ghisi e Ramos [6], foi escolhido um ambiente de estudo retangular, com dimensões de 5,0m x 6,0m. Além disso, foi adotada uma malha de pontos para simulação da Iluminância proveniente de iluminação natural. Essa malha, em planta baixa, é formada por afastamentos de 1,0m entre si e afastamentos de 0,5m em relação à parede. Em altura, os pontos estão afastados 0,75m do piso, considerando a simulação na altura de trabalho (Fig. 1).

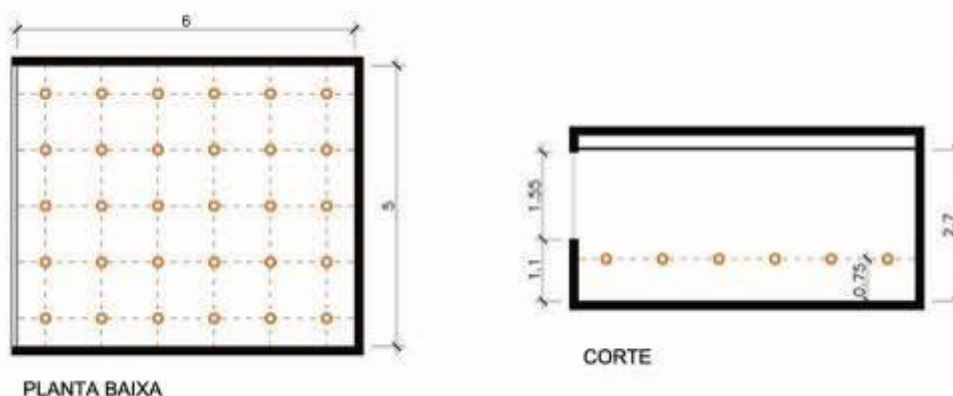


Figura 38: Representação do ambiente com indicação das dimensões em metros e da malha dos pontos de avaliação.

A sala simulada está inserida em um edifício de escritórios com 11 pavimentos a partir do térreo, e todos os ambientes modelados possuem as mesmas características. Foi investigada a sala correspondente a um pavimento intermediário, com o objetivo de apresentar a influência na reflexão das prateleiras de luz do pavimento imediatamente inferior e superior.

As salas de escritórios foram modeladas no *software* *GoogleSketchup* e, junto com os arquivos climáticos anuais, em formato "epw" [11], de cada região analisada, foram exportados para o

software *Daysim* com o intuito de investigar a iluminação natural durante horário comercial, de 8h à 17h, no período de um ano.

Apesar do horário comercial no Brasil se encerrar às 18h, optou-se por analisar um período diferente nas simulações pois, por alguns meses, a disponibilidade de luz natural no final da tarde é baixa, visto que o sol se põe antes das 18h em metade dos dias do ano nas localidades selecionadas. A falta de disponibilidade de iluminação natural nesse período ocorre principalmente nas maiores latitudes presentes no território brasileiro, o que acarretaria no acionamento da iluminação elétrica para atingir o nível de iluminamento necessário. Como essa investigação visa analisar a influência dos vidros em conjunto com as prateleiras na admissão da luz, optou-se por simular apenas o horário descrito.

Considerando que o Brasil é um país de grandes extensões territoriais, foram selecionadas para a investigação seis cidades em diferentes latitudes do território nacional (Fig. 2): Belém (01°23'S), Recife (08°08'S), Brasília (15°52'S), Vitória (20°16'S), São Paulo (23°37'S) e Porto Alegre (30°00'S).



Figura 39: Mapa do Brasil com localização e latitude das cidades selecionadas.

Fonte: Adaptado de LABEEE [11]

Para cada latitude foi especificada uma dimensão de prateleira de luz diferente, baseada na trajetória solar durante os dias do ano que influencia no ângulo de incidência da radiação direta dentro do ambiente a ser analisado (Fig. 3). Para esta pesquisa escolheu-se a orientação Norte para as edificações por apresentar melhores resultados [8].

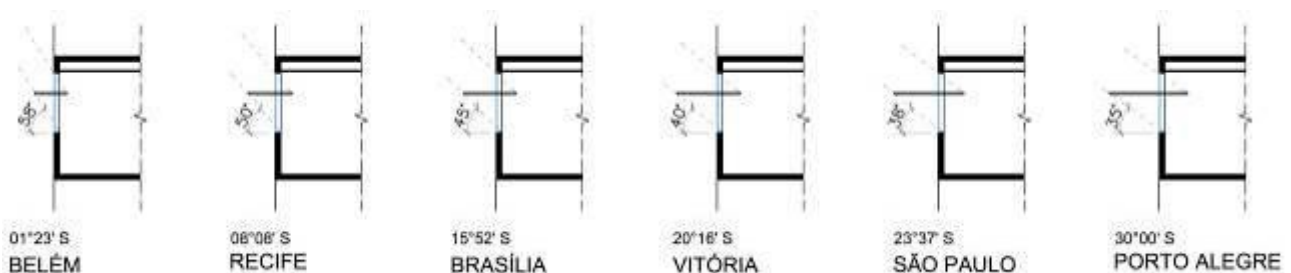


Figura 40: Cortes com ângulo de proteção nas diferentes localidades.

As prateleiras de luz dividem as aberturas verticais em duas partes: a superior, responsável por prover luz na região mais afastada da janela; e a inferior, protegida da radiação direta, responsável pela iluminação da parte próxima à abertura e pelo contato visual do usuário com o exterior [12].

Na porção superior da abertura, para todos os casos, utilizou-se o vidro comum simples, por possuir maior transmissão à luz visível – cerca de 90% -, o que permite maior incidência de luz diurna no ambiente. Para a porção inferior foram analisados quatro tipos de vidro: o comum simples, como referência de análise; o vidro verde, com transmissão de 71%; o vidro laminado bronze, com 53%; e o vidro refletivo incolor, com 34%.

Para o vidro simples, as características utilizadas são as de referência do *software* Daysim [13]. Os demais vidros utilizados são encontrados no mercado brasileiro com diferentes características em relação à transmissão visível [14]. Os dados de entrada do material foram alterados a fim de adequar ao valor real da transmitância a ser investigada.

Além das propriedades do vidro quando em contato com a luz natural, também foram considerado valores de reflexão dos materiais que compuseram o ambiente simulado, visto que estes valores influenciam na quantidade e qualidade da luz que atinge a superfície de trabalho [15, 16]. Para piso, parede e teto, foram considerados, 20%, 50% e 70% de reflexão, respectivamente, ou seja, os mesmos valores adotados por Bernabé [17] e que se encontram dentro da faixa de refletâncias úteis para as superfícies internas [16]. Para a superfície da prateleira de luz adotou-se 80% de reflexão.

A análise dos resultados foi efetuada a partir da comparação entre os modelos simulados quanto ao desempenho em relação à uniformidade e ao percentual de horas no ano compreendidas nos intervalos da *Useful Daylight Illuminances* – UDI, os quais são classificados como insuficientes – abaixo de 100 lux –, úteis – entre 100 e 2000 lux – e como excessivos – acima de 2000 lux [18].

### Análise dos resultados

Para a apresentação dos resultados foram elaborados gráficos comparativos e tabelas, visando a análise comparativa dos diferentes tipos de vidro numa mesma localidade e em relação às outras cidades selecionadas.

Através da análise das médias anuais das iluminâncias nos pontos de medição, foi investigada a uniformidade por meio de comparação entre os modelos, que corresponde à razão entre o valor mínimo e o valor médio das iluminâncias do recinto [16]. Além desse dado, também foram investigadas as horas anuais nos intervalos da UDI para avaliar o desempenho de cada tipo de vidro nos climas das cidades selecionadas para o estudo.

**Comparação entre modelos da cidade de Belém (01°23’S).** Analisando os ambientes com 04 diferentes tipos de vidro simulados, em Belém foi possível observar que a uniformidade nos modelos sofreu pequena variação. O modelo que apresentou maior uniformidade foi o simulado com o vidro refletivo, com menor transmissão à luz visível, enquanto o menos uniforme foi o modelo com o vidro incolor, como pode ser observado na Tabela 1.

As vantagens que o vidro com menor transmissão visível proporciona ficam evidentes nessa localidade, pois além de possibilitar maior uniformidade, o modelo apresentou também maior percentual de horas dentro da faixa de iluminância útil e o menor percentual de iluminância excessiva (Tab. 1).

Tabela 31: Percentuais aproximados de horas simuladas em um ano nos intervalos da UDI.

Vidros	UDI (%)			Uniformidade Mín./média
	<100 lx	100-2000 lx	>2000lx	
<b>Incolor</b>	0,6	69,5	29,9	0,32
<b>Verde</b>	0,8	75,0	24,2	0,32
<b>Bronze</b>	1,3	81,0	17,7	0,34
<b>Refletivo</b>	2,1	90,2	7,7	0,34

A desvantagem apresentada é que, como o nível de iluminamento geral foi reduzido, este modelo apresentou uma maior quantidade de horas de luz consideradas insuficientes, apesar desta representar apenas 2% do período simulado. Esse ponto negativo não deve ser considerado, pois todos os pontos de medição apresentaram média anual de iluminâncias superior a 700 lx, acima do mínimo recomendado pela norma brasileira. Entretanto, as três fileiras de pontos mais próximas à janela apresentaram médias com valores excessivos de iluminâncias, que devem ser controlados a fim de evitar o brilho excessivo para não provocar desconforto por ofuscamento para o usuário do espaço.

**Comparação entre modelos da cidade de Recife (08°08'S).** Para a situação de Recife, os vidros investigados resultaram em valores próximos de uniformidade, onde o maior variante é o vidro refletivo e o menor é o comum simples. O vidro de menor transmissão visível também apresentou maior percentual de iluminância útil e menor taxa de iluminância excessiva (Tab. 2).

Tabela 2: Percentuais aproximados de horas simuladas em um ano nos intervalos da UDI.

Vidros	UDI (%)			Uniformidade Mín./média
	<100 lx	100-2000 lx	>2000lx	
<b>Incolor</b>	0,1	71,3	28,6	0,35
<b>Verde</b>	0,2	79,7	20,1	0,37
<b>Bronze</b>	0,3	86,7	13,0	0,38
<b>Refletivo</b>	0,4	94,5	5,1	0,39

Seguindo as mesmas análises realizadas anteriormente para a cidade de Belém, observa-se que o vidro bronze, com 53% de transmissão à luz visível, apresenta o segundo lugar como vidro de maior percentual de iluminância útil e menor iluminância excessiva.

Para o caso de Recife, o percentual de iluminância útil de cada tipo de vidro é inversamente proporcional à porcentagem da luz transmitida; ou seja, quanto maior a transmissão visível do vidro, menor é o percentual de iluminância útil e uniformidade referente a esse vidro.

**Comparação entre modelos da cidade de Brasília (15°52'S).** Os modelos simulados em Brasília apresentaram uniformidade com diferença de 12% entre os de menor e maior índice. Diferente do observado nas outras localidades anteriormente simuladas, o vidro verde obteve uniformidade maior que o vidro bronze, apesar deste último possuir menor transmissão à luz visível (Tv) e, conseqüentemente, menor valores gerais de iluminâncias médias, como pode ser observado nos gráficos abaixo (Fig. 4).

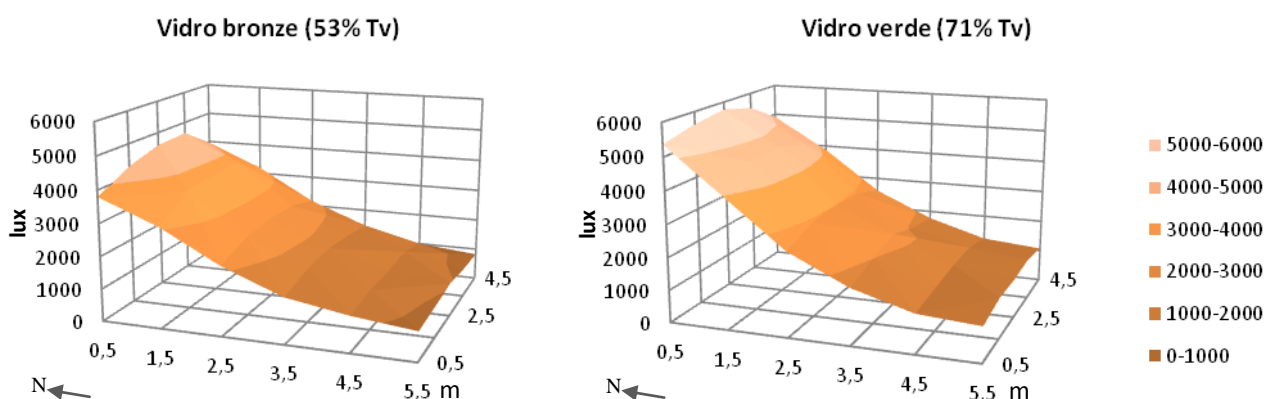


Figura 41: Gráfico comparativo entre média anual das iluminâncias, em lux, nos pontos de medições dos modelos de Brasília.

Apesar das médias anuais das iluminâncias se apresentarem com valores superiores a 2000 lx nos pontos mais próximos à janela nos 04 tipos de vidro simulados, em todos os modelos a maioria das horas medidas apresentou-se dentro do intervalo de iluminância útil (Tab. 3).



Tabela 3: Percentuais aproximados de horas simuladas em um ano nos intervalos da UDI.

Vidros	UDI (%)			Uniformidade
	<100 lx	100-2000 lx	>2000lx	
				Mín./média
<b>Incolor</b>	0,3	76,9	22,8	0,34
<b>Verde</b>	0,4	86,5	13,1	0,38
<b>Bronze</b>	0,5	96,2	3,3	0,36
<b>Refletivo</b>	0,7	98,5	0,8	0,38

**Comparação entre modelos da cidade de Vitória (20°16'S).** O vidro com percentual de maior uniformidade foi o vidro bronze, que chegou a uma diferença de mais de 15 % em relação ao vidro comum simples, com menor valor de uniformidade. Além disso, os vidros bronze e refletivo proporcionaram o controle quase total das iluminâncias superiores a 2000lux, concentrando seus valores em mais de 98% na iluminância útil (Tab. 4).

Tabela 4: Percentuais aproximados de horas simuladas em um ano nos intervalos da UDI.

Vidros	UDI (%)			Uniformidade
	<100 lx	100-2000 lx	>2000lx	
				Mín./média
<b>Incolor</b>	0,3	85,4	14,3	0,39
<b>Verde</b>	0,5	92,5	7,0	0,41
<b>Bronze</b>	0,7	99,3	0,0	0,46
<b>Refletivo</b>	1,3	98,7	0,0	0,44

Todos os tipos de vidro apresentaram bom desempenho, entretanto, os vidros com maior transmissão à luz visível – o incolor e o verde –, obtiveram percentuais consideráveis de horas compreendidas no intervalo de iluminância excessiva.

**Comparação entre modelos da cidade de São Paulo (23°37'S).** Os maiores índices de uniformidade para a cidade de São Paulo foram encontrados no vidro bronze, e a diferença de uniformidade entre os vidros chega a mais de 14%, onde a situação com valores mais baixos é o vidro comum simples. O vidro bronze também apresentou as maiores taxas de iluminância útil, além de não apresentar índices significativos de iluminância em excesso na sala investigada (Tab. 5).

Tabela 5: Percentuais aproximados de horas simuladas em um ano nos intervalos da UDI.

Vidros	UDI (%)			Uniformidade
	<100 lx	Mín./média	>2000lx	
				Mín./média
<b>Incolor</b>	2,1	88,0	9,9	0,42
<b>Verde</b>	3,0	93,9	3,1	0,44
<b>Bronze</b>	4,0	96,0	0,0	0,48
<b>Refletivo</b>	5,9	94,1	0,0	0,43

Para o caso de São Paulo, o vidro verde apresentou uniformidade com acréscimo de pouco mais de 4% em comparação com o vidro refletivo; e quando se compara a quantidade de iluminância útil, os valores são praticamente os mesmos. Porém, a porcentagem de iluminância excessiva é 3 vezes maior no vidro verde, o que conseqüentemente faz com que a porcentagem de iluminância abaixo de 100 lux seja aproximadamente 3 vezes maior no vidro refletivo em comparação com o vidro verde.

**Comparação entre modelos da cidade de Porto Alegre (30°00'S).** Dentre os vidros pesquisados nesta localidade, o que obteve melhor desempenho, ou seja, maior percentual de horas no intervalo de iluminâncias compreendido entre 100 e 2000 lux foi o vidro verde. Outro material

que obteve desempenho semelhante foi o vidro bronze, entretanto, este apresentou maior percentual de horas com iluminância considerada insuficiente (Tab. 6).

Tabela 6: Percentual de horas nos intervalos da UDI dos diferentes tipos de vidro simulados em Porto Alegre.

Vidros	UDI (%)			Uniformidade Mín./média
	<100 lx	100-2000 lx	>2000lx	
Incolor	6,3	87,4	6,3	0,43
Verde	7,6	91,8	0,6	0,45
Bronze	8,9	91,1	0,0	0,50
Refletivo	11,3	88,7	0,0	0,52

Outro resultado que se pode destacar nos modelos simulados em Porto Alegre é a uniformidade das médias de iluminâncias na malha de pontos de medição. O maior índice desta característica foi encontrado no modelo que utiliza o vidro com menor transmissão visível, cujo valor encontrado foi 0,52 (Fig. 5). O modelo composto pelo vidro incolor apresentou uniformidade de 0,43, ou seja, o pior desempenho entre os modelos. Entretanto, esse índice foi superior ao obtido na maioria dos modelos simulados.

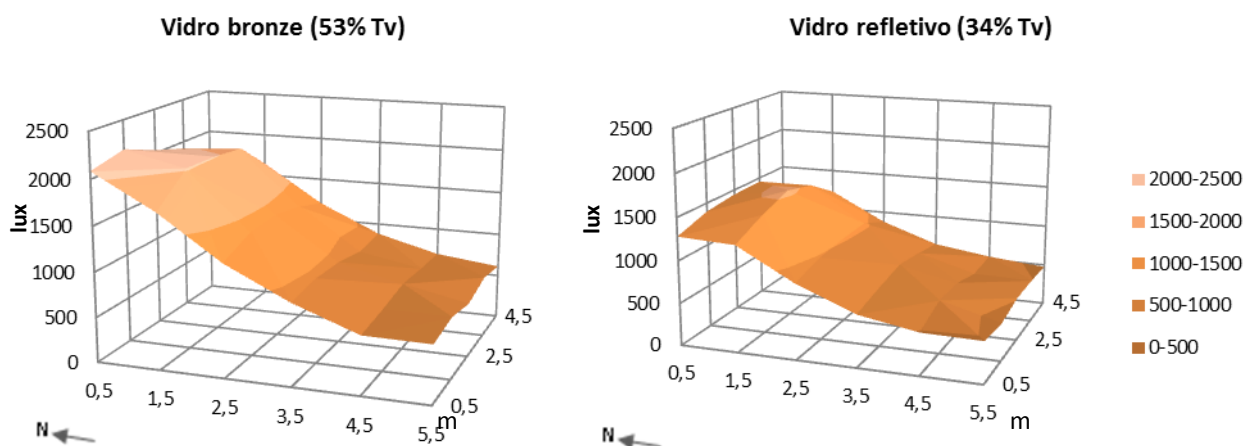


Figura 42: Gráfico comparativo entre média anual das iluminâncias, em lux, nos pontos de medição dos modelos de Porto Alegre que apresentaram maior índice de uniformidade entre todos os modelos simulados.

**Comparação entre as localidades.** Quando comparadas as diferentes localidades é possível perceber que, com exceção de Belém, as maiores latitudes apresentam maiores percentuais de iluminância insuficiente. Apesar de ser a cidade mais próxima da Linha do Equador, quando comparados os dados das quatro menores latitudes, Belém é a que apresenta um maior percentual de horas com iluminância abaixo de 100 lx.

Dentre todos os modelos simulados, o que apresentou maior percentual de horas do ano dentro do intervalo de iluminância útil – entre 100 e 2000 –, foi o modelo com o vidro bronze simulado na cidade de Vitória, onde esse índice alcançou 99,3% das horas simuladas. O modelo que obteve pior desempenho, ou seja, menor quantidade de horas anuais nesse intervalo foi o simulado para a cidade de Belém com o vidro incolor, com 69,5%.

A cidade de Vitória apresentou os melhores índices enquanto Belém obteve os piores resultados em relação aos intervalos da UDI.

Em comparação com os tipos de vidro, é possível constatar que os modelos que utilizaram esses materiais com maior transmissão à luz visível obtiveram a maioria das médias dos pontos próximos à abertura com iluminâncias superiores a 2000 lux (Fig. 6). Esse fato pode ser observado em todas as cidades, sendo que essa característica somente não foi constatada nos modelos que utilizaram o vidro refletivo e nas três localidades com maiores latitudes.

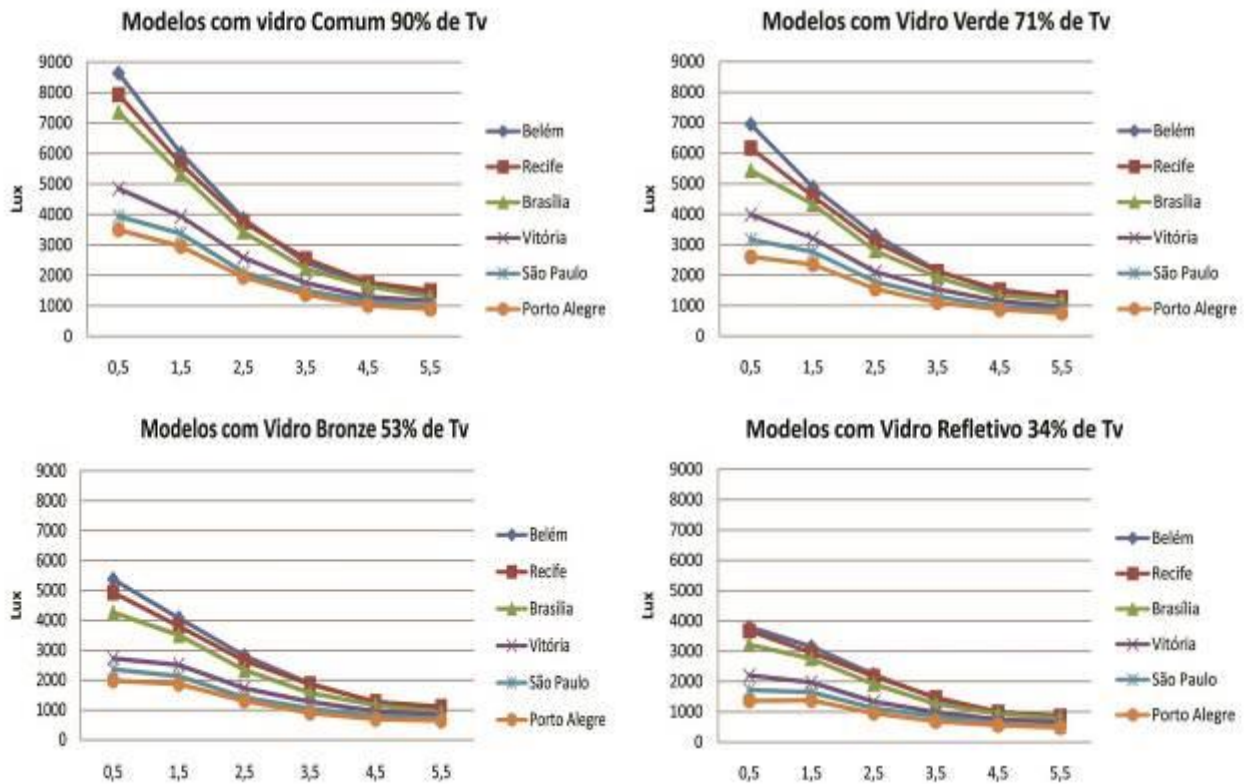


Figura 43: Gráficos comparativos do desempenho das localidades por tipo de vidro, com médias anuais separadas por fileiras de pontos de medição, da mais próxima (pontos à esquerda nos gráficos) à mais afastada da abertura.

Como observado nos gráficos da Figura 5, os modelos referentes à cidade de Porto Alegre obtiveram maior uniformidade de iluminâncias nos pontos de medições, com suas linhas das médias se aproximando de uma linha horizontal. Isso pode ser observado em todos os 04 tipos de vidro simulados.

## Conclusões

Através da análise dos dados resultantes das simulações, reitera-se a importância da escolha do vidro para um melhor desempenho dos dispositivos de redirecionamento de luz e para um maior aproveitamento da luz natural e, conseqüentemente, maior economia no consumo de energia elétrica para iluminação. Os resultados comprovam que, quando especificados corretamente, os vidros, em conjunto com as prateleiras de luz, podem proporcionar uma maior uniformidade da luz no ambiente interno e reduzir a quantidade de horas com iluminação natural excessiva ou insuficiente. O tipo de vidro mais adequado para utilização em cada latitude pode ser diferente. Nos modelos simulados, apenas o vidro incolor não alcançou o melhor resultado em ao menos uma das cidades. Esse material com alto índice de transmissão à luz visível não se mostrou eficiente para ser utilizado na parte inferior das aberturas com prateleiras de luz nas localidades simuladas em modelos similares aos utilizados nessa pesquisa. Ou seja, o seu uso deveria ser combinado com algum outro dispositivo de proteção interna – como persianas, por exemplo –, a fim de evitar o desconforto do usuário por brilho excessivo.

As cidades com maior disponibilidade de luz – como no caso de Belém, Recife e Brasília –, apresentam maiores percentuais no intervalo de iluminância útil com a adoção do vidro de menor transmissão à luz visível, ou seja, o vidro refletivo. Já para as outras cidades, essa afirmação não é válida. Destaca-se que para as situações de Vitória e São Paulo o vidro bronze apresentou valores mais altos de iluminância útil, entretanto, seu uso pode aumentar significativamente a quantidade de horas com iluminância insuficiente, como pode ser observado na cidade de Porto Alegre. Nesta localidade, o tipo que apresentou melhor desempenho foi o vidro verde.

## Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa de estudos que permitiu o desenvolvimento da dissertação de mestrado da qual esse artigo é derivado; ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela bolsa de iniciação científica; ao LabEEE/UFSC, pelos dados climáticos das cidades brasileiras e, por fim, ao Laboratório de Planejamento e Projeto (LPP) pelo apoio nessa pesquisa.

## Referências

- [1] P.J. Littlefair, M.E. Aizlewood, A.B. Birtles. The performance of innovative daylighting systems. *Renewable Energy*, v.5 (1994), p. 920-934.
- [2] A.A. Freewan. Maximizing the lightshelf performance by interaction between lightshelf geometries and a curved ceiling. *Energy Conversion and Management*, n.51 (2010), p.1600-1604.
- [3] L. Sanati, M. Utizinger. The effect of window shading design on occupant use of blinds and electric lighting. *Building and Environment*, v.64 (2013), p.67(10).
- [4] J.Y. Suk, M. Schiler, K. Kensek. Development of new daylight glare analysis methodology using absolute glare factor and relative glare factor. *Energy and Buildings*, v.64 (2013), p.113-122.
- [5] P. Chaiwiwatworakul, S. Chirattananon. A double-pane window with enclosed horizontal slats for daylighting in buildings in the tropics. *Energy and Buildings*, n.62 (2013), p. 27-36.
- [6] R. Lamberts, E. Ghisi, G. Ramos. Impactos da Adequação Climática Sobre a Eficiência Energética e o Conforto Térmico de Edifícios de Escritórios no Brasil (2006).
- [7] H. Arsenault, M. Hébert, M.C. Dubois. Effects of glazing colour type on perception of daylight quality, arousal, and switch-on patterns of electric light in office rooms. *Building and Environment*, v.56 (2012), p.223-231.
- [8] L.G. Santos, R.V.G Souza. Proteções solares no Regulamento brasileiro de Eficiência Energética de Edifícios Comerciais, de Serviços e Públicos. *Ambiente Construído*, v. 12, n. 1 (2012), p. 227-241.
- [9] J.A. Jakubiec, C.F. Reinhart. A method for predicting city-wide electricity gains from photovoltaic panels based on LiDAR and GIS data combined with hourly Daysim simulations. *Solar Energy*, v.93 (2013), p. 127-143.
- [10] G. Yun, K.S. Kim. An empirical validation of lighting energy consumption using the integrated simulation method. *Energy and Building*, v. 57 (2013), p. 144-154.
- [11] LABEEE – Laboratório de Eficiência Energética em Edificações. Florianópolis. Arquivos e figura obtidos em <http://www.labeee.ufsc.br/downloads/arquivos-climaticos>, em 29/08/2013.
- [12] N. Baker, K. Steemers. *Daylight Design of Buildings*. James & James, Honk Kong. (2002), 250p.
- [13] C.F. Reinhart. Tutorial on the use of daysim simulations for sustainable design. Tutorial. Cambridge, Havard University (2010).
- [14] R.M. Caram. Vidros e o conforto ambiental: indicativos para o emprego na construção civil. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Federal de São Paulo (1996).

- [15] R.G. Hopkinson, P. Petherbridge, J. Longmore. Iluminação natural. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa. (1980), 776p.
- [16] Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT NBR ISO/CIE 8995-1. Iluminação de ambientes de trabalho. Parte1: Interior (2013).
- [17] A.C.A. Bernabé. A influência da envoltória no consumo de energia em edifícios comerciais artificialmente climatizados na cidade de Vitória-ES. Dissertação de Mestrado. UFES. Vitória (2012), 130p.
- [18] A. Nabil, J. Mardaljevic. Useful daylight illuminances: A replacement for daylight factors. Energy and Buildings, London: Elsevier, v. 38 (2006), p. 905-913.

## Desempenho térmico de painéis pré-moldados de concreto com pérolas de EPS e de argamassa aerada

OZÓRIO Bianca P. M.<sup>1,a</sup>, PINHEIRO Libânio M.<sup>2,b</sup>

<sup>1</sup>Rua Manoel Rodrigues Jacob, 1451, casa 97, Santa Angelina, Araraquara, SP, 14802-195, Brasil

<sup>2</sup>Avenida Trabalhador São-carlense, 400, São Carlos, SP, 13566-590, Brasil

<sup>a</sup>biancaozorio@usp.br, <sup>b</sup>libanio@sc.usp.br

**Palavras-chave:** desempenho térmico, concreto leve, concreto com EPS, adição, painéis pré-moldados.

**Resumo.** O concreto leve obtido com adição de pérolas de poliestireno expandido (EPS) é conhecido como concreto com EPS. Alguns trabalhos mostram que esse concreto apresenta vantagens quando empregado, por exemplo, em painéis pré-moldados para uso em paredes e em lajes de edifícios. O trabalho ora apresentado trata da avaliação de desempenho térmico de painéis desses tipos. A espessura variou de 8 cm a 12 cm, e o teor de EPS na dosagem do concreto ficou entre 64% e 72% do volume. Para efeito de comparação, foi usada uma argamassa aerada, com características térmicas definidas pela norma brasileira ABNT NBR 15220-2:2005 – Desempenho térmico de edificações. Como o concreto com EPS não tem características térmicas normalizadas, em seu lugar foi considerado um material com desempenho térmico similar, composto por uma placa cimentícia associada a uma placa de EPS. Os resultados indicaram que o material com EPS atende as diretrizes da norma citada, para as variáveis de transmitância térmica e fator solar de elementos opacos, podendo ser utilizado nas oito zonas bioclimáticas do Brasil. No entanto, para a variável atraso térmico, apenas na zona bioclimática sete, que abrange parte do semiárido do nordeste brasileiro, é possível utilizar esse concreto com espessura de 10 cm ou superior. Cabe salientar que o material com EPS também atende as diretrizes da ABNT NBR 15575:2013 – Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos, para a variável transmitância térmica. Portanto, também com relação ao desempenho térmico, pode-se considerar que o concreto com EPS é de uso promissor.

### Introdução

Entre os concretos leves estruturais, uma alternativa que se apresenta como promissora é aquela em que se empregam pérolas de poliestireno expandido (*expanded polystyrene* - EPS), em substituição ao agregado graúdo, além dos materiais tradicionais: cimento, agregado miúdo e água, podendo conter aditivos e outras adições, fibras inclusive. Como o EPS é formado por aproximadamente 95% de ar, ele funciona como agente incorporador de vazios. Dessa forma, o material obtido é na realidade uma argamassa. Mesmo assim, ele é conhecido como Concreto Leve Estrutural com EPS (CL-EPS), Concreto Leve com EPS ou, simplesmente, Concreto com EPS (C-EPS).

Neste trabalho foi realizada uma avaliação do desempenho térmico desse material em painéis pré-moldados para paredes e lajes. A espessura variou de 8 cm a 12 cm, e o teor de EPS na dosagem do concreto, de 64% a 72% do volume.

Como o material utilizado é heterogêneo e não consta na relação de materiais convencionais com características térmicas já determinadas, antes de se realizar um estudo experimental, foi realizada uma análise numérica de acordo com recomendações da norma brasileira [1].

No entanto, para que se possa mensurar o desempenho térmico das edificações, torna-se necessário identificar as variáveis que estão envolvidas. Dessa forma, cada variável analisada segue sua definição técnica conforme as diretrizes normativas.

Além de se analisar o concreto com EPS, foi realizado o estudo de placas com as mesmas dimensões, confeccionadas com um material conhecido: a argamassa celular.

### **Desempenho térmico de edificações**

As características térmicas de materiais, elementos e componentes construtivos seguem as orientações dos princípios da grandeza física analisada.

Para edificações construídas, a avaliação de desempenho térmico pode ser realizada por medições in loco de variáveis representativas. No caso da avaliação realizada ainda na fase de projeto, o desempenho pode ser determinado por simulação computacional ou através do cumprimento de diretrizes construtivas.

As recomendações quanto ao desempenho térmico das edificações, na fase de projeto, devem estar de acordo com [1]. Essa norma também estabelece um zoneamento bioclimático do Brasil e orienta diretrizes construtivas e detalhamento de estratégias de condicionamento térmico passivo.

O zoneamento bioclimático brasileiro é compreendido por oito zonas relativamente homogêneas quanto ao clima.

Para cada zona bioclimática, foram considerados os parâmetros de recomendação do tamanho das aberturas para ventilação, proteção das aberturas, vedações externas (tipo de parede externa e tipo de cobertura) e estratégias de condicionamento térmico passivo.

Para os parâmetros de vedação externa, são avaliadas três variáveis: transmitância térmica (U), atraso térmico ( $\phi$ ) e fator solar ( $FS_o$ ).

### **Concreto leve estrutural**

Com a necessidade de reconstrução da Europa no período pós-guerra, e após a década de 1960, houve um aumento do estudo e da aplicação de concreto leve estrutural, com a construção de edifícios de múltiplos pavimentos executados com essa tecnologia aplicada em diversas construções pré-fabricadas [2].

A utilização de consumos de cimento acima de 300 kg/m<sup>3</sup> é indicada para assegurar os níveis mínimos de trabalhabilidade, proteção das armaduras e sua ancoragem ao concreto leve [2].

O uso de poliestireno expandido (EPS) na produção de concreto, além de reduzir a massa específica do material, no estado fresco proporciona menor desgaste das formas, facilidade de adensamento, boa coesão e homogeneidade da mistura [3].

Para melhorar o desempenho mecânico do concreto com EPS, estudos têm sido realizados com a utilização de fibras. De maneira paralela, pesquisas em que se incorporam adições minerais ao concreto leve estrutural visam à redução do consumo de cimento e do custo de produção do material.

A adição de fibras pode não incrementar a resistência à compressão, mas proporciona boas características de absorção de energia.

As fibras de aço melhoram a retração por secagem e aumentam a resistência à tração, indicando um benefício significativo na ductilidade do material. As fibras de polipropileno também aumentam a resistência à tração, e não afetam significativamente as outras propriedades mecânicas do concreto leve estrutural.

A adição de fibras ao concreto com EPS, durante a mistura, reduz a sedimentação das pérolas e melhora a uniformidade do material, em comparação com o concreto com EPS sem fibras.

O comportamento do concreto leve com poliestireno expandido, contendo adições minerais como material complementar ao cimento, como por exemplo sílica ativa, cinza volante e cinza de casca de arroz, é pesquisado com o objetivo principal de estudar sua resistência, seu desempenho e sua durabilidade.

A resistência à compressão dos concretos leves com EPS e cinzas volantes apresenta um ganho contínuo no comportamento estrutural. Esse concreto também proporciona menor absorção e melhor resistência química.

A permeabilidade dos concretos leves a cloretos tende a ser menor, em comparação com a dos concretos convencionais, reduzindo diretamente as taxas de corrosão do aço no concreto leve.

O crescimento da percentagem de sílica ativa leva a um aumento da resistência do concreto leve à compressão.

Os resultados de absorção, em 30 minutos e a absorção final, mostram que misturas feitas com areia e EPS têm níveis mais baixos de absorção, em comparação com as misturas que contêm agregados tradicionais. O desempenho do concreto leve com EPS e sílica ativa, em termos da sua permeabilidade e resistência à penetração de íons cloreto, pode ser considerado bom.

Quando o concreto leve com pérolas EPS é produzido com substituição do cimento por sílica ativa e por cinza da casca de arroz, o comportamento do material mostra resistência e densidade aceitáveis para utilização do concreto leve estrutural.

A aplicação de pérolas de EPS, que diminuem a resistência, proporciona efeito benéfico nas questões relacionadas à resistividade elétrica do compósito.

## Metodologia

O material analisado é um pré-moldado de concreto leve com adição de pérolas de poliestireno expandido – EPS, utilizadas como agente incorporador de vazios. Seu emprego com finalidade estrutural e de vedação pode ser direcionado a painéis de lajes e de paredes.

Para este trabalho foi avaliado o desempenho térmico em painéis com espessuras de 8 cm, 10 cm e 12 cm. Para cada espessura analisada, o teor de EPS utilizado na dosagem do concreto, em volume, foi de 64%, 68% e 72%.

Para avaliação do desempenho térmico do material, foram considerados: a transmitância térmica, o atraso térmico e o fator solar para elementos opacos.

Para realizar o cálculo da transmitância térmica e do fator solar, por se tratar de um material compósito não convencional, ele foi dividido proporcionalmente em duas placas, sendo uma cimentícia e outra de EPS. O cálculo do fator solar foi dividido em dois limites. Considerou um valor mínimo, baseado na indicação da absorvância equivalente ao limite inferior do reboco claro ( $\alpha = 0,3$ ), e um valor máximo, relativo à absorvância equivalente ao limite superior do concreto aparente ( $\alpha = 0,8$ ), conforme indicado em [1]. No entanto, no cálculo do atraso térmico, o material foi considerado homogêneo.

A parcela da espessura cimentícia foi analisada como sendo argamassa comum, para os diferentes teores de EPS. O estudo não considerou a espessura cimentícia como concreto porque não foi utilizado agregado graúdo na produção do concreto leve para o qual essa análise foi realizada.

Os elementos estruturais avaliados foram identificados pela letra “P”, quando se referiam a paredes, e pela letra “L” para lajes, seguidos do percentual de EPS na dosagem. Para as lajes foram avaliados os sentidos de fluxo de calor ascendente e descendente, indicados pelas letras “a” e “d”, respectivamente.

Os resultados encontrados para cada variável analisada do concreto com EPS foram comparados com os obtidos para material cimentício aerado convencional, indicado em [1], com as mesmas características e dimensões. Neste caso, a comparação foi realizada com a argamassa celular.

Com base nos resultados de desempenho térmico encontrados para cada elemento estrutural analisado, foi avaliada sua possibilidade de utilização nas diferentes zonas bioclimáticas do Brasil.

## Resultados

Os resultados mostrados nas tabelas 1 e 2 foram encontrados a partir das equações indicadas em [1].

A resistência térmica ( $R_t$ ) de um componente é obtida pela divisão de sua espessura pela respectiva condutividade térmica (Tabela B.3, Anexo B [1]). As resistências térmicas superficiais interna ( $R_{si}$ ) e externa ( $R_{se}$ ) são estabelecidas em função do fluxo de calor a que o componente está exposto, e a resistência térmica total ( $R_T$ ) é obtida com o somatório da resistência externa, resistência interna e resistência térmica dos componentes envolvidos na análise ( $R_T = R_{se} + R_{si} + R_t$ ).



A transmitância térmica ( $U$ ) é o inverso da resistência térmica total ( $R_T$ ), enquanto que a capacidade térmica total ( $C_T$ ) é obtida pelo somatório da capacidade térmica de cada camada de material distinto que compõe o elemento em estudo.

Para a determinação da capacidade térmica, é necessário conhecer a condutividade térmica do material, a resistência térmica da camada, a espessura, o calor específico do material e sua densidade. Esses valores podem ser encontrados nas tabelas do anexo B [1].

Por fim, o atraso térmico ( $\phi$ ) é função da capacidade térmica e da resistência térmica do material, e o fator solar ( $F_{so}$ ) é função da transmitância térmica, da absorptância à radiação solar, da resistência térmica externa e da transmitância à radiação solar do material analisado.

As tabelas seguintes (Tabela 1 e Tabela 2) apresentam os resultados encontrados para as variáveis que caracterizam o desempenho térmico das edificações, bem como os valores de variáveis que proporcionam as diretrizes do resultado final.

Conforme indicado no item anterior (Metodologia), os elementos estruturais de parede (P) e laje (L) foram analisados para as espessuras comerciais de 8 cm, 10 cm e 12 cm, com teores de EPS de 64%, 68% e 72% e, para as lajes, o fluxo de calor foi analisado nas situações ascendente (a) e descendente (d). Essas considerações permitiram formar a nomenclatura de cada elemento apresentado nas tabelas, ou seja, para o elemento L10-72a, faz-se a interpretação de laje de 10 cm de espessura com 72% de EPS, sendo avaliado para o fluxo de calor ascendente.

Na Tabela 1 é apresentado o resultado do estudo do concreto com EPS, considerando que a parcela de material cimentício que constitui a mistura é uma argamassa comum.

De acordo com [1], o material convencional aerado com características térmicas conhecidas, de mesma composição granulométrica, é a argamassa celular. Assim, elas foram determinadas de maneira idêntica à do concreto com EPS, porém a variação do painel ocorreu apenas para a espessura.

Podem ser observados na Tabela 2 os resultados de desempenho térmico de painéis confeccionados com argamassa celular.

Cabe salientar que para os painéis aerados, o material foi considerado homogêneo para o cálculo de todas as variáveis estudadas.

## **Análise dos resultados**

Os obtidos para as variáveis transmitância térmica, fator solar de elementos opacos e atraso térmico foram analisados para todos os painéis de parede e de laje, conforme as diretrizes de [1], visando verificar seu emprego nas diferentes zonas bioclimáticas do Brasil.

As figuras de 1 a 3 mostram o comportamento dos resultados de cada variável analisada, para os dois materiais: o composto com EPS e o aerado.

A Figura 1 indica que, para todos os elementos estudados de concreto com EPS, a transmitância térmica ficou abaixo do valor de menor exigência [ $U \leq 2,0 \text{ W}/(\text{m}^2.\text{K})$ ], das diretrizes construtivas das habitações, podendo ser utilizados nas diferentes regiões do Brasil.

No entanto, para o material convencional aerado, os valores obtidos de transmitância térmica não atenderam as diretrizes para todas as zonas bioclimáticas do país.

Também é possível observar que quanto maior a espessura do painel, menor sua transmitância térmica, e que para os painéis com EPS, esse polímero tem um efeito benéfico, pois quanto maior seu teor, menor a transmitância térmica do elemento.

Para a variável fator solar de elementos opacos, foram avaliados dois limites de absorptância para a superfície, o primeiro supondo um valor mínimo relativo a uma aparência de reboco claro, e o segundo, um valor máximo referente a concreto aparente.

Tabela 1: Cálculo das variáveis de desempenho térmico do concreto com EPS, sendo o material cimentício considerado como argamassa comum

Desempenho Térmico do Concreto com EPS - placa de argamassa comum associada a uma placa de EPS											
Variáveis	Espessura cimentícia	Espessura de EPS	Resistência Superficial Externa	Resistência Superficial Interna	Resistência Térmica dos Componentes	Resistência Térmica Total	Transmitância Térmica	Capacidade Térmica Total	Atraso Térmico	Fator Solar Mínimo	Fator Solar Máximo
	$e_{cimentícia}$	$e_{EPS}$	$R_{se}$	$R_{si}$	$R_t$	$R_T$	$U$	$C_T$	$\phi$	$FS_o \text{ min}$	$FS_o \text{ máx}$
Elementos	(m)	(m)	[(m <sup>2</sup> .K)/W]	[(m <sup>2</sup> .K)/W]	[(m <sup>2</sup> .K)/W]	[(m <sup>2</sup> .K)/W]	[W/(m <sup>2</sup> .K)]	[kJ/(m <sup>2</sup> .K)]	(h)	-	-
P8 - 64	0,0288	0,0512	0,04	0,13	1,30504	1,47504	0,67795	57,9776	6,33596	0,81354	2,16943
P8 - 68	0,0256	0,0544	0,04	0,13	1,38226	1,55226	0,64422	51,8512	6,16658	0,77307	2,06151
P8 - 72	0,0224	0,0576	0,04	0,13	1,45948	1,62948	0,61369	45,7248	5,95038	0,73643	1,96382
P10 - 64	0,036	0,064	0,04	0,13	1,6313	1,8013	0,55515	72,472	7,91995	0,66618	1,77649
P10 - 68	0,032	0,068	0,04	0,13	1,72783	1,89783	0,52692	64,814	7,70822	0,6323	1,68614
P10 - 72	0,028	0,072	0,04	0,13	1,82435	1,99435	0,50142	57,156	7,43797	0,6017	1,60453
P12 - 64	0,0432	0,0768	0,04	0,13	1,95757	2,12757	0,47002	86,9664	9,50394	0,56403	1,50407
P12 - 68	0,0384	0,0816	0,04	0,13	2,07339	2,24339	0,44575	77,7768	9,24987	0,5349	1,42641
P12 - 72	0,0336	0,0864	0,04	0,13	2,18922	2,35922	0,42387	68,5872	8,92557	0,50864	1,35638
L8 - 64a	0,0288	0,0512	0,04	0,1	1,30504	1,44504	0,69202	57,9776	6,33596	0,83042	2,21447
L8 - 68a	0,0256	0,0544	0,04	0,1	1,38226	1,52226	0,65692	51,8512	6,16658	0,7883	2,10214
L8 - 72a	0,0224	0,0576	0,04	0,1	1,45948	1,59948	0,6252	45,7248	5,95038	0,75024	2,00065
L10 - 64a	0,036	0,064	0,04	0,1	1,6313	1,7713	0,56456	72,472	7,91995	0,67747	1,80658
L10 - 68a	0,032	0,068	0,04	0,1	1,72783	1,86783	0,53538	64,814	7,70822	0,64246	1,71322
L10 - 72a	0,028	0,072	0,04	0,1	1,82435	1,96435	0,50907	57,156	7,43797	0,61089	1,62904
L12 - 64a	0,0432	0,0768	0,04	0,1	1,95757	2,09757	0,47674	86,9664	9,50394	0,57209	1,52558
L12 - 68a	0,0384	0,0816	0,04	0,1	2,07339	2,21339	0,4518	77,7768	9,24987	0,54215	1,44575
L12 - 72a	0,0336	0,0864	0,04	0,1	2,18922	2,32922	0,42933	68,5872	8,92557	0,51519	1,37385
L8 - 64d	0,0288	0,0512	0,04	0,17	1,30504	1,51504	0,66005	57,9776	6,33596	0,79206	2,11215
L8 - 68d	0,0256	0,0544	0,04	0,17	1,38226	1,59226	0,62804	51,8512	6,16658	0,75365	2,00972
L8 - 72d	0,0224	0,0576	0,04	0,17	1,45948	1,66948	0,59899	45,7248	5,95038	0,71879	1,91677
L10 - 64d	0,036	0,064	0,04	0,17	1,6313	1,8413	0,54309	72,472	7,91995	0,65171	1,7379
L10 - 68d	0,032	0,068	0,04	0,17	1,72783	1,93783	0,51604	64,814	7,70822	0,61925	1,65133
L10 - 72d	0,028	0,072	0,04	0,17	1,82435	2,03435	0,49156	57,156	7,43797	0,58987	1,57299
L12 - 64d	0,0432	0,0768	0,04	0,17	1,95757	2,16757	0,46135	86,9664	9,50394	0,55362	1,47631
L12 - 68d	0,0384	0,0816	0,04	0,17	2,07339	2,28339	0,43795	77,7768	9,24987	0,52553	1,40142
L12 - 72d	0,0336	0,0864	0,04	0,17	2,18922	2,39922	0,4168	68,5872	8,92557	0,50016	1,33377

De maneira similar ao comportamento da variável transmitância térmica, os elementos estudados de concreto com EPS apresentaram valores de fator solar abaixo da menor exigência ( $FS_o \leq 3,5$ ), das diretrizes construtivas das habitações [1], podendo ser utilizados nas diferentes regiões do Brasil, conforme observado na Figura 2.

Para o material convencional aerado, os valores encontrados de transmitância térmica não atenderam as diretrizes para todas as zonas bioclimáticas do país (Figura 2).

Apenas a argamassa celular com superfície clara apresentou viabilidade de utilização em todas as diferentes regiões climáticas. E, para a superfície escura, o valor supera o exigido ( $FS_o \leq 3,5$ ).

No entanto, também é possível observar que: quanto maior a espessura do painel, menor é o fator solar; quanto mais clara a superfície de exposição, menor é o fator solar; e, para os painéis com EPS, quanto maior o seu teor, menor é o fator solar.

De acordo com a Figura 3, pode-se observar que o atraso térmico do material feito com EPS apresentou um comportamento ascendente com a variação da espessura, ou seja, quanto maior a espessura do painel, maior é o atraso térmico do material.

Tabela 2: Cálculo das variáveis de desempenho térmico dos elementos com argamassa celular

Desempenho térmico dos elementos estruturais de argamassa celular										
Variáveis	Espessura	Resistência Superficial Externa	Resistência Superficial Interna	Resistência Térmica dos Componentes	Resistência Térmica Total	Transmitância Térmica	Capacidade Térmica Total	Atraso Térmico	Fator Solar Mínimo	Fator Solar Máximo
	e	R <sub>se</sub>	R <sub>si</sub>	R <sub>i</sub>	R <sub>T</sub>	U	C <sub>T</sub>	φ	FS <sub>o min</sub>	FS <sub>o máx</sub>
Elementos	(m)	[(m <sup>2</sup> .K)/W]	[(m <sup>2</sup> .K)/W]	[(m <sup>2</sup> .K)/W]	[(m <sup>2</sup> .K)/W]	[W/(m <sup>2</sup> .K)]	[kJ/(m <sup>2</sup> .K)]	(h)	-	-
P8	0,0800	0,04	0,13	0,20000	0,37000	2,70270	64,00000	2,60600	3,24324	8,64865
P10	0,1000	0,04	0,13	0,25000	0,42000	2,38095	80,00000	3,25750	2,85714	7,61905
P12	0,1200	0,04	0,13	0,30000	0,47000	2,12766	96,00000	3,90900	2,55319	6,80851
L8 a	0,0800	0,04	0,1	0,20000	0,34000	2,94118	64,00000	2,60600	3,52941	9,41176
L10 a	0,1000	0,04	0,1	0,25000	0,39000	2,56410	80,00000	3,25750	3,07692	8,20513
L12 a	0,1200	0,04	0,1	0,30000	0,44000	2,27273	96,00000	3,90900	2,72727	7,27273
L8 d	0,0800	0,04	0,17	0,20000	0,41000	2,43902	64,00000	2,60600	2,92683	7,80488
L10 d	0,1000	0,04	0,17	0,25000	0,46000	2,17391	80,00000	3,25750	2,60870	6,95652
L12 d	0,1200	0,04	0,17	0,30000	0,51000	1,96078	96,00000	3,90900	2,35294	6,27451

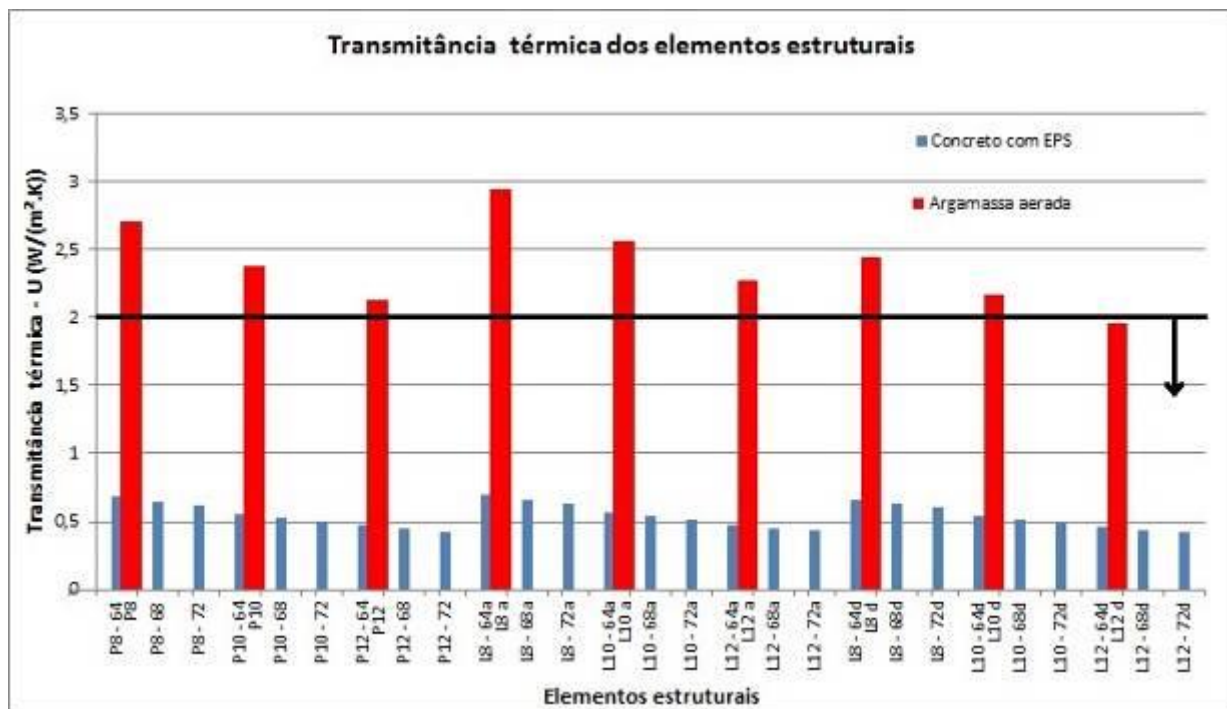


Figura 1: Transmitância térmica dos elementos estruturais

Verificou-se também um comportamento descendente para o teor de poliestireno expandido na mistura, pois, para uma mesma espessura de painel, quanto maior o percentual de EPS, menor o atraso térmico.

Os painéis com 10 cm de espessura ou mais apresentaram viabilidade de emprego apenas na zona bioclimática 7, na qual é indicado o emprego de paredes e coberturas com atraso térmico superior a 6,5 horas, conforme pode ser observado na Figura 3.

Para viabilizar a utilização desse material nas demais regiões bioclimáticas, é necessário rever o percentual de EPS na mistura e reduzir a espessura do painel.

Com relação aos painéis de material aerado (Figura 3), a viabilidade de emprego ocorreu para as regiões bioclimáticas das zonas 1, 2, 3, 5 e 8. Para as zonas 4 e 6, apresentaram viabilidade de utilização apenas para coberturas.

A parte 4 da norma brasileira [4] também fornece diretrizes para o desempenho térmico de paredes externas e coberturas. Conforme consta dessa parte 4, a transmitância térmica dos painéis com EPS foi atendida para todas as regiões bioclimáticas, tanto para paredes quanto para coberturas.

No entanto, a capacidade térmica das paredes externas somente foi atendida para utilização do concreto com EPS na zona 8. Isso reforça a deficiência do material encontrada para as demais zonas bioclimáticas já apontadas, para a variável atraso térmico.

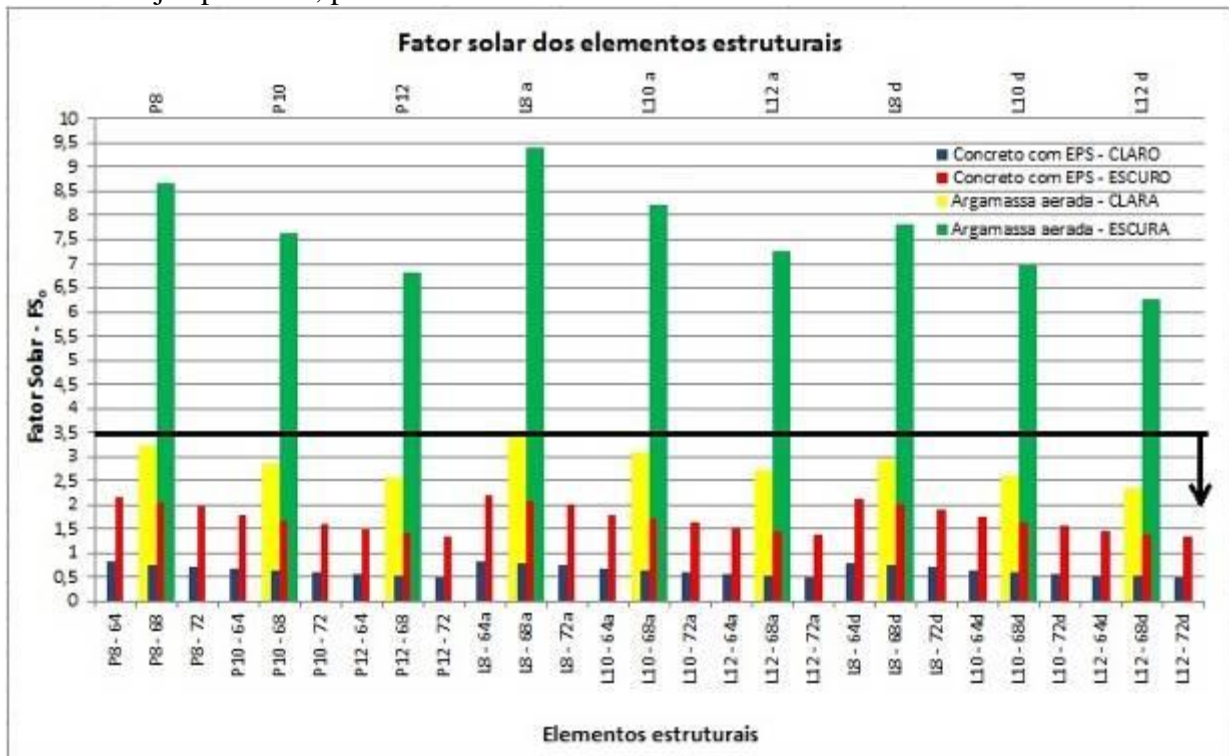


Figura 2: Fator solar de elementos opacos

Cabe salientar que o atraso térmico relaciona diretamente a resistência térmica do elemento com sua capacidade térmica.

E, como era esperado, o concreto com EPS apresentou restrição de emprego quando as variáveis de capacidade térmica e/ou atraso térmico são prioritárias na avaliação do desempenho térmico desse material.

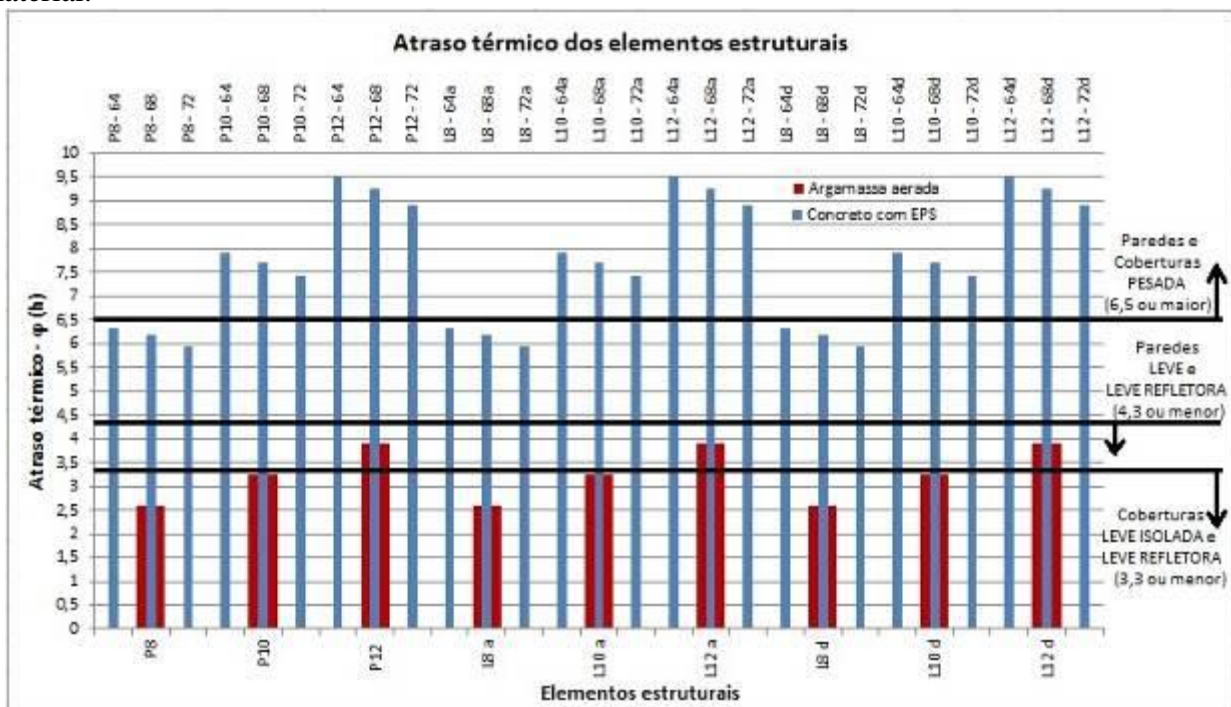


Figura 3: Atraso térmico dos elementos estruturais

## Considerações finais

Os estudos realizados para o concreto com EPS consideraram os painéis pré-moldados compostos por duas placas distintas, uma cimentícia e outra de EPS. A comparação com o material convencional aerado evidenciou os benefícios da utilização de poliestireno expandido.

No entanto, é necessário ajustar seu teor para melhor atender as diretrizes da normalização vigente e viabilizar o emprego do concreto com EPS em todas as regiões do Brasil.

Outra consideração que é apontada por este estudo é a necessidade de caracterizar as constantes térmicas do concreto com EPS, considerando a variação do teor de EPS na mistura, para que se possa encontrar os valores reais de transmitância térmica, atraso térmico e fator solar de um material com camadas homogêneas, não impondo o efeito de placa do EPS, como foi considerado neste trabalho.

## Referências

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. NBR 15220: Desempenho térmico de edificações. Rio de Janeiro, 2005.
- [2] J. A. Rossignolo and M. V. C. Agnesini: Concreto leve estrutural. In: G. C. Isaia. Concreto: ciência e tecnologia. v. 2. São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 42, p. 1531-1568.
- [3] T. Catoia: *Concreto Ultraleve*® estrutural com pérolas de EPS: caracterização do material e estudo de sua aplicação em lajes. 2012, 153 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. NBR 15575: Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos - Desempenho. Rio de Janeiro, 2013.
- [5] D. S. Babu, K. G. Babu and T. H. Wee: Properties of lightweight expanded polystyrene aggregate concretes containing fly ash. *Cement and concrete research*, v. 35 (2005), p. 1218-1223.
- [6] D. S. Babu, K. G. Babu and T. H. Wee: Effect of polystyrene aggregate size on strength and moisture migration characteristics of lightweight concrete. *Cement and concrete research*, v. 28 (2006), p. 520-527.
- [7] D. S. Babu and K. G. Babu: Performance of fly ash concretes containing lightweight EPS aggregates. *Cement and concrete research*, v. 26 (2002), p. 605-611.
- [8] D. S. Babu and K. G. Babu: Behaviour of lightweight expanded polystyrene concrete containing silica fume. *Cement and concrete research*, v. 33 (2003), p. 755-762.
- [9] D. Bouvard et al.: Characterization and simulation of microstructure and properties of EPS lightweight concrete. *Cement and concrete research*, v. 37 (2007), p. 1666-1673.
- [10] F. S. Cavalcanti, R. M. Caram and L. M. Pinheiro: *Concreto ultraleve*® em sistemas de vedação pré-moldados: sustentabilidade e conforto térmico. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 54, 2012, Maceió. Anais..., Maceió: IBRACON, 2012.
- [11] B. Chen and C. Fang: Contribution of fibres to the properties of EPS lightweight concrete. *Magazine of concrete research*, 2009, v. 61, n. 9, November, p. 671-678.
- [12] B. Chen and J. Liu: Properties of lightweight expanded polystyrene concrete reinforced with steel fiber. *Cement and concrete research*, v. 34 (2004), p. 1259-1263.
- [13] I. L. O. Doniak and D. Gutstein: Concreto pré-fabricado. In: G. C. Isaia. Concreto: ciência e tecnologia, v.2. São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 42. p. 1569-1613.

- [14] J. P. Gorninski: Concreto com polímeros. In: G. C. Isaia. Concreto: ciência e tecnologia. v. 2. São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 44. p. 1616-1643.
- [15] V. M. John: Materiais de construção e o meio ambiente. In: G. C. Isaia. Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais. v. 1, 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2010. Cap. 4. p. 97-121.
- [16] V. M. John: Concreto sustentável. In: G. C. Isaia. Concreto: ciência e tecnologia. v. 2. São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 50. p. 1843-1869.
- [17] V. M. John and P. J. P. Gleise: Materiais de construção: perspectivas e desafios futuros. In: G. C. Isaia. Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais. v. 2, 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2010. Cap. 54. p. 1747-1759.
- [18] A. Kan and R. Demirboga: A novel material for lightweight concrete production. *Cement & concrete composites*, v. 31 (2009), p. 489-495.
- [19] O. Kayali, N. M. Haque and B. Zhu: Some characteristics of strength fiber reinforced lightweight aggregate concrete. *Cement and concrete research*, v. 25 (2003), p. 207-213.
- [20] M. J. Kerbauy: *Concreflex*<sup>®</sup>: a evolução da construção. 2011. Folder.
- [21] R. Madandoust, M. M. Ranjbar and S. Y. Mousavi: An investigation on the properties of self-compacted lightweight concrete containing expanded polystyrene. *Cement & concrete composites*, v. 25 (2011), p. 3721-3731.
- [22] A. Sadrumontazi et al.: Properties of multi-strength grade EPS concrete containing silica fume and rice husk ash. *Cement & concrete composites*, v. 35 (2012), p. 211-219.



## Caracterização do desempenho térmico de um sistema de painéis modulares de fachada

CARDOSO, C.<sup>a</sup>, JALALI, S.<sup>b</sup>

Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Campus de Azurém, Guimarães, Portugal

<sup>a</sup>d4661@civil.uminho.pt, <sup>b</sup>said@civil.uminho.pt

**Palavras-chave:** Painéis pré-fabricados, isolamento térmico, pontes térmicas.

**Resumo.** O sistema em questão corresponde a elementos modulares pré-fabricados que combinam um painel isolante com um de material de revestimento moldado pelo exterior que poderá imitar pedra ou betão. Estes sistemas necessitam de acessórios auxiliares de fixação para ligá-los mecanicamente à parede da estrutura do edifício, de forma a garantir a sua estabilidade, como por exemplo ancoragens, perfis, calhas, cantoneiras, entre outros. O uso destes sistemas de fixação ligados à camada de revestimento interrompe a continuidade do isolamento térmico, provocando perdas de transmissão térmica adicionais através de pontes térmicas lineares e pontuais com efeito prejudicial no desempenho térmico do sistema. O desenvolvimento da fixação dos painéis multifuncionais baseou-se na avaliação e adoção de soluções mais adequadas tendo vista a minimização das pontes térmicas e reforço da estabilidade do painel. Para o estudo fizeram parte vários modelos, com diferentes modos de ligação de sistemas de fixação, configurações e diferentes materiais como alumínio, aço inox, aço galvanizado e perfis pultrudidos. A quantificação das pontes térmicas, com vista a avaliação do desempenho térmico, foi realizada com base em dois programas computacionais, HEAT2 e HEAT3. O sistema desenvolvido, com incorporação de perfis no isolamento térmico, apresenta uma boa resistência térmica para espessuras correntes de material isolante, contribuindo de modo significativo para o isolamento térmico e para a conservação de energia no edifício.

### Introdução

Os elementos modulares pré-fabricados para o isolamento térmico existentes no mercado são sistemas de fachada que combinam um painel isolante com um revestimento de material geralmente moldado e pigmentado pelo exterior [1]. Estes painéis são cada vez mais utilizados na construção civil, nomeadamente para isolamento térmico ou reforço deste em casos de reabilitação de fachadas. De igual modo, se justificam porque o custo da mão-de-obra e prazos de execução rápidos atuais implicam cada vez mais uma maior industrialização dos sistemas construtivos. O revestimento pode ser aderido à camada de isolamento mecanicamente ou por colagem [1]. Nestes sistemas não existe uma caixa-de-ar entre a superfície e a camada de isolamento. Os painéis necessitam de acessórios auxiliares de fixação para ligá-los mecanicamente à parede da estrutura do edifício de forma a garantir a sua estabilidade, como por exemplo ancoragens, perfis, calhas, cantoneiras, entre outros. Os sistemas de fixação ao suporte podem ser feitos a partir do isolamento ou através da camada de revestimento, com perfis de fixação em H ou I que servem de estrutura de suporte do painel, interrompendo a continuidade do isolamento térmico, cuja forma e tipo pode variar consoante a gama de produtos [1]. Na figura 1 apresentam-se dois sistemas de fixação de painéis de fachada existentes no mercado com ligação dos perfis ao isolamento, com a designação comercial MODULISS/MODULPIERRE, e com ligação ao revestimento, com a designação comercial PIZ.



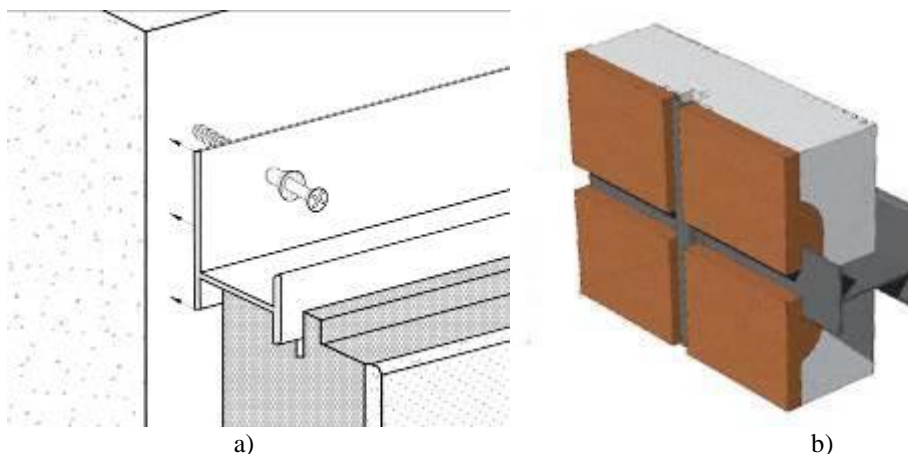


Figura 1 – Sistemas de painéis de fachada existentes no mercado: a) ligação ao isolamento, b) ligação ao revestimento [2,4]

O sistema de fixação mecânica é realizado em alumínio anodizado. As dimensões do painel podem variar na altura e no comprimento conforme as especificidades da obra, com comprimentos de 450 mm ou 600 mm e uma altura que varia entre 300 mm e os 1400 mm [2,3]. O uso destes sistemas de fixação ligados à camada de revestimento ou ao material isolante interrompe a continuidade do isolamento térmico, provocando perdas de transmissão térmica adicionais através de pontes térmicas lineares com efeito prejudicial no desempenho térmico do sistema. As pontes térmicas, para além do peso que podem representar nas trocas de calor através da envolvente e consequentemente nos gastos energéticos associados, têm também um impacto importante em áreas como o conforto, salubridade e patologias da construção, pela assimetria de temperaturas e fenómenos de condensação a que correntemente dão lugar. Existem diversos tipos de pontes térmicas lineares, que no caso de painéis de fachada fixos através de perfis, podem ser designados por pontes térmicas repetidas e pontuais, ou seja, quando um material com uma alta condutibilidade térmica interrompe pontualmente o isolamento térmico.

Um relatório final, de 31 de Março de 2010, desenvolvido pela Assessment and Improvement of the EPBD Impact (ASIEPI) refere que num futuro em que se pretende “um consumo de quase zero de energia” para os edifícios novos, muito contribuirá uma melhor qualidade das junções dos componentes dos edifícios e a redução de todo tipo de pontes térmicas [5]. Na Europa, em países como a República Checa, as pontes térmicas podem passar de 7% para os 28%, sobretudo à medida que a qualidade da envolvente é melhorada sem preocupações adicionais com as pontes térmicas, ou na Holanda, em que o aumento pode afetar em 11% a performance do edifício [5]. Um estudo sobre os efeitos de pontes térmicas para um clima ameno do Mediterrâneo refere que a correção de pontes térmicas acaba por ser uma medida eficaz para reduzir as necessidades energia primária de aquecimento (25% para casas geminadas e 17.5% para casas unifamiliares duplas), mas apenas uma ligeira melhoria, na ordem de 3.5%, pode ser alcançado no desempenho de arrefecimento do edifício, sendo que em média, a poupança global de energia anual é de 8.5% [8]. Em Portugal, um trabalho desenvolvido na área permitiu mostrar que o peso das perdas por pontes térmicas pode atingir cerca de 20% das Perdas Térmicas Globais (PTG) [6]. Isto demonstra que as pontes térmicas desempenham um papel importante no desempenho térmico dos edifícios, pelo que é uma área onde se justifica um maior cuidado no sentido de reduzir as perdas de calor associadas.

De acordo com o Regulamento das Características do Comportamento Térmico dos Edifícios (RCCTE) português as pontes térmicas lineares associadas à inclusão de perfis que interrompem repetidamente o isolamento térmico são tratadas simplismente, recorrendo a valores tabelados, não tendo em consideração a geometria, disposição e propriedades do material [9]. Apesar de Portugal não limitar os valores máximos das pontes térmicas existe uma classificação que pode ser utilizada como um auxiliar para avaliar a sua severidade (Tabela 1).

Tabela 1 – Classificação do efeito das pontes térmicas por classes [7]

Classe C1	Classe C2	Classe C3	Classe C4
$\Psi < 0.1$	$0.1 \leq \Psi < 0.25$	$0.25 \leq \Psi < 0.5$	$\Psi \geq 0.5$
Efeito negligenciável	Efeito pouco significativo	Efeito importante	Efeito muito Importante

O RCCTE impõe para elementos opacos, requisitos ao nível do coeficiente de transmissão térmica (U), limitando esses valores a máximos admissíveis ( $U_{máx}$ ) e recomendando valores de referência ( $U_{ref}$ ). Na tabela 2 apresentam-se estes requisitos de acordo com o elemento da envolvente e para cada zona climática.

Tabela 2 – Coeficientes de transmissão térmicos máximos ( $U_{máx}$ ) e de referência ( $U_{ref}$ ) para elementos opacos verticais [9]

Zonas opacas verticais	Zona Climática I <sub>1</sub>	Zona Climática I <sub>2</sub>	Zona Climática I <sub>3</sub>
	1.80	1.60	1.45
$U_{máx}$ [W/m <sup>2</sup> .°C]	0.70	0.60	0.50

### Protótipo do painel

O protótipo do painel resulta da combinação de uma camada de isolante com um revestimento de material moldado, à base de ligantes hidráulicos e agregados que servem de acabamento final. Cada painel é composto por um ou três perfis, em forma de U, embebidos. Estes perfis são embebidos no isolamento térmico, na interface com o revestimento, e orientados de forma a permitir o preenchimento da cavidade aberta do perfil com material que faz parte do revestimento (figura 2a). Estes perfis distribuem-se ao longo do comprimento da camada de revestimento, garantindo desta forma o reforço da estabilidade do painel e ao mesmo tempo vão permitir a fixação do painel ao suporte. Para assegurar a ligação dos perfis ao suporte, o sistema inclui um acessório de fixação com uma base regular, um terminal em forma de “T” e abas (figura 2b). A estabilidade dos perfis é garantida por simples encaixe do acessório de fixação, não necessitando por isso de mais meios auxiliares de fixação. A forma dos perfis foi concebida para melhorar a aderência da argamassa ao isolamento térmico e impedir a queda do revestimento em caso de incêndio. O protótipo possui as dimensões “standard” com 600 mm de comprimento por 400 mm de altura por maior facilidade de manuseamento e adequação ao processo produtivo.

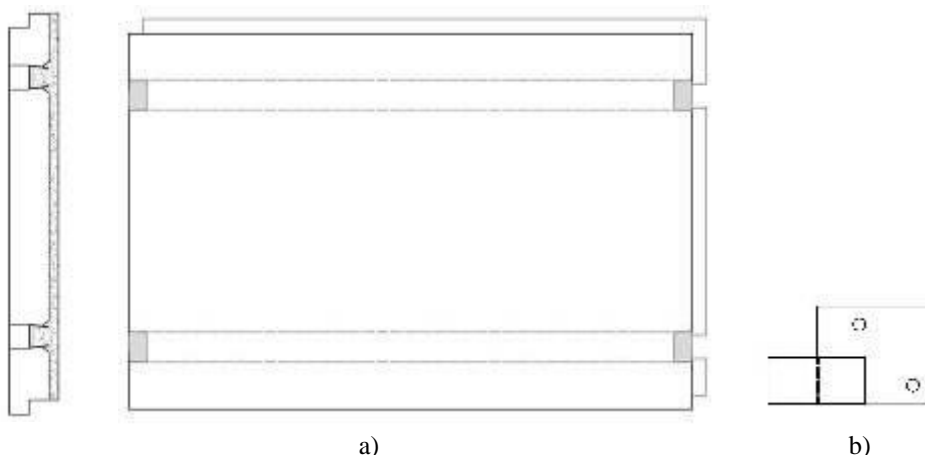


Figura 2 – Esquema do sistema de painel: a) vista do painel, b) acessório auxiliar de fixação [1]

A sua disposição permite reduzir as perdas por transmissão térmicas, quando comparado com os tradicionais acessórios de fixação que interrompem a continuidade do isolamento térmico, melhorando o desempenho térmico do sistema. Na figura 3 apresenta-se um esquema de como os painéis são montados.

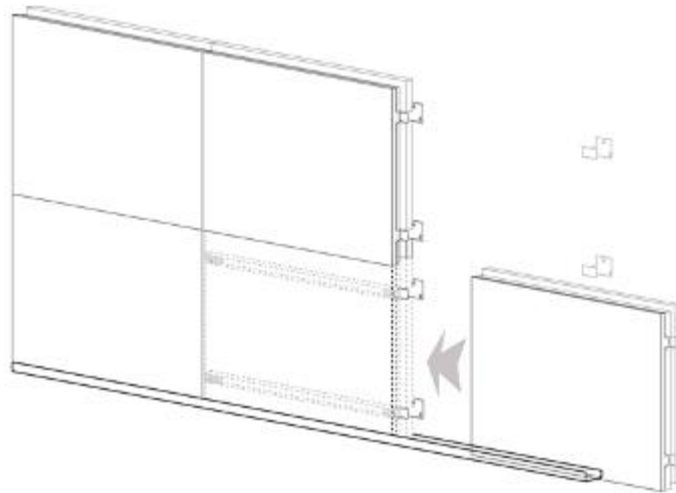


Figura 3 – Esquema de montagem do painel [1]

O material selecionado para o isolamento térmico, com o qual a empresa atualmente opera, foi poliestireno extrudado (XPS), de acordo com a norma a EN 13164 de 2001. Os acessórios de fixação e os perfis embebidos são constituídos por aço galvanizado, com uma espessura de 1.5 mm e 1.2 mm, respetivamente. As propriedades destes materiais são apresentadas na tabela 3.

### Metodologia, modelo de simulação e materiais

A análise de sensibilidade neste artigo inicia-se com um extenso estudo que foi realizado para avaliar as pontes térmicas lineares ( $\psi$ ) de diferentes sistemas de fixação “Veture Kit”. O estudo para minimizar as pontes térmicas dos perfis conduziu ao desenvolvimento dos perfis embebidos no protótipo e conseqüente sistema de fixação ao suporte, que resultou no desenho final do painel. Para a caracterização das pontes térmicas lineares repetidas foram selecionados para o estudo de sensibilidade dois tipos de perfis, em “H” ou I e “L”, ligados à camada de revestimento ou a camada de isolamento, cujos esquemas se apresentam na figura 4.

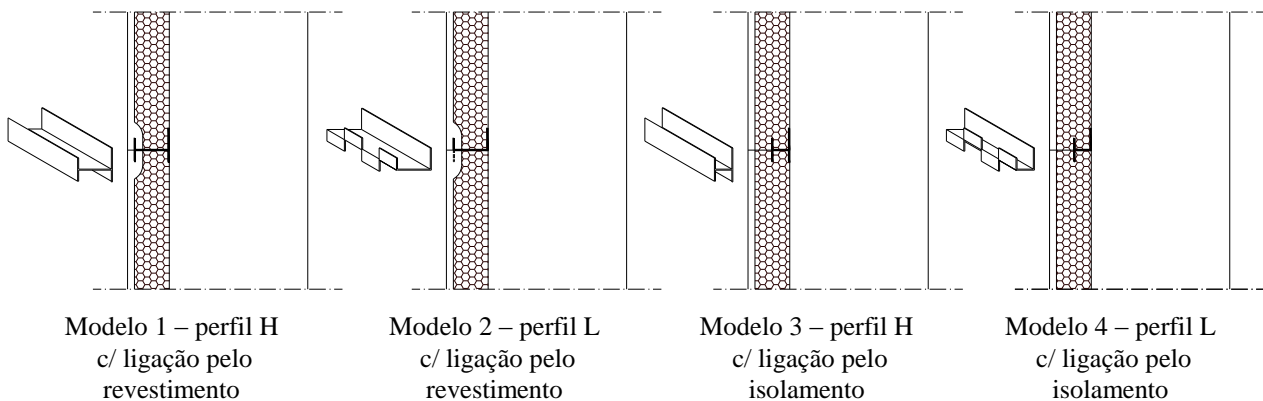


Figura 4 – Paredes simples com perfis em “H” e “L” ligados a camada de revestimento ou isolamento térmico.

A quantificação das pontes térmicas lineares ( $\psi$ ) foi realizada com base no programa computacional HEAT2, com um modelo geométrico bidimensional, em condições de estado estacionário, de acordo com a norma EN ISO 10211 de 2007 [10,11]. O procedimento inicia-se com o cálculo do coeficiente de acoplamento térmico ( $L_{2D}$ ), que é o coeficiente de transferência de calor a duas dimensões, expressa em  $W/(m.^{\circ}C)$ , calculado como a soma dos fluxos de calor positivos dividido pela diferença de temperatura. O modelo geométrico, a duas dimensões, utilizado para caracterizar as pontes térmicas lineares do protótipo e de um sistema “veture kit” é apresentado na figura 5.

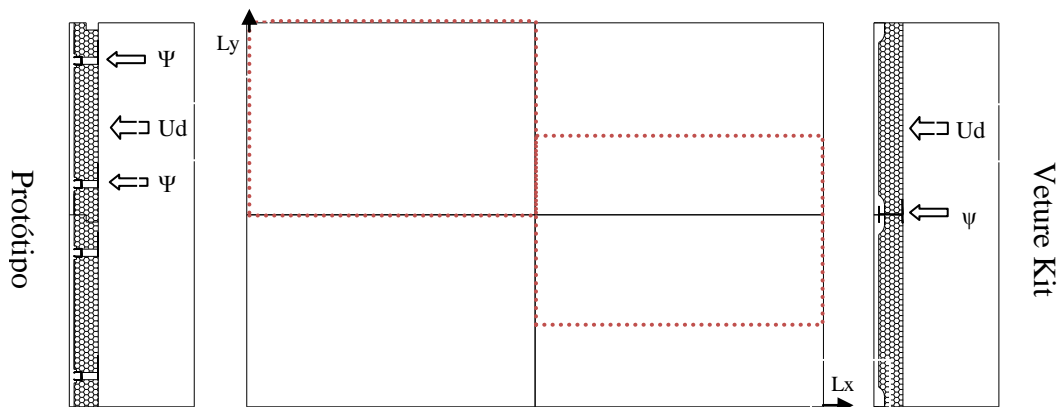


Figura 5 – Modelo 2D do protótipo e de um sistema “Veture kit”

As dimensões consideradas para o painel foram as “*standard*”, com 600 mm de comprimento por 400 mm de altura. No caso dos perfis tipo “H”, estes interrompem o isolamento térmico com um afastamento de 400 mm ( $L_y$ ) e no caso dos perfis embebidos esse afastamento, para efeitos de cálculo, foi considerado igual a 200 mm ( $L_y$ ).

Para a quantificação da ponte térmica pontual ( $\chi$ ) existente no protótipo, pela introdução do acessório auxiliar de fixação, foi realizada com base no programa computacional HEAT3, utilizando o modelo geométrico a três dimensões (Fig. 5), de acordo com a EN 10211 de 2007 [10, 12].

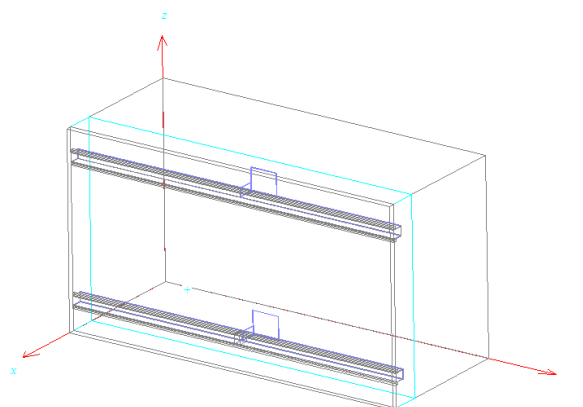


Figura 5 – Modelo geométrico 3D do sistema obtido pelo programa HEAT3

Em ambos os modelos geométricos, as pontes térmicas pontuais causadas pela introdução das ancoragens mecânicas não serão consideradas para o cálculo, considerando o seu valor negligenciável. Para efeitos de simulação foi usada uma condição fronteira de temperatura de 20°C para a envolvente interior e 0°C para a envolvente exterior, representativa da estação de aquecimento. A solução de suporte de referência para o estudo foi uma parede simples, em tijolo cerâmico furado de 220 mm de espessura. O isolamento térmico considerado foi o poliestireno expandido extrudado (XPS), com espessuras de 40 mm, 50 mm, 60 mm, 80 mm e 100 mm.

Para os perfis os materiais selecionados foram: o alumínio; aço galvanizado; aço inox; e um material compósito a base de plástico reforçado com fibras, designado como perfis pultrudidos. Atendendo as boas propriedades térmicas e mecânicas, a cortiça foi utilizada como material de rotura térmica entre os perfis de fixação e a parede de suporte. Na tabela 3 apresentam-se as propriedades dos materiais usados.

### Cálculo das pontes térmicas

O cálculo do coeficiente de transmissão térmica ( $U_d$ ) da parede coberta pelo sistema, sem pontes térmicas incluídas, é dado pela equação (1), de acordo com a norma EN ISO 6946 de 2007 [17].

$$U_d = \frac{1}{R_{si} + R_{suporte} + R_{isolamento} + R_{revestimento} + R_{se}} \quad (1)$$

Em que:  $R_{si}$ ,  $R_{se}$  é a resistência térmica superficial interior e exterior [ $m^2 \cdot ^\circ C/W$ ];  $R_{suporte}$  é a resistência térmica do suporte ao qual o painel é fixo [ $m^2 \cdot ^\circ C/W$ ];  $R_{isolamento}$  é a resistência térmica da camada de isolamento [ $m^2 \cdot ^\circ C/W$ ]; e  $R_{revestimento}$  é a resistência térmica da camada de revestimento [ $m^2 \cdot ^\circ C/W$ ].

Tabela 3 – Propriedades dos materiais usados na simulação computacional [13,14,15,16].

Material	Condutividade e térmica ( $\lambda$ )	Massa volúmica ( $\rho$ ) [ $kg/m^3$ ]	Calor específico ( $C_e$ ) [ $MJ/m^3 \cdot ^\circ C$ ]
Tijolo cerâmico furado de 220	0.412	683	0.628
Argamassa de revestimento	0.94	2000	2.000
Isolamento térmico (XPS)	0.029	30	0.042
Alumínio	200	2700	2.425
Aço galvanizado	50	7800	3.596
Aço inox	16	7850	3.690
Perfis pultrudidos	1.4	1650	1.568
Cortiça	0.06	320	0.800

Como já foi referido anteriormente existem diversos tipos de pontes térmicas, que no caso de painéis de fachada fixos através de perfis, podem ser designados por pontes térmicas lineares ( $\psi$ ) e no caso dos acessórios de fixação e respetivas ancoragens, que interrompem pontualmente o isolamento térmico com uma alta condutibilidade térmica, são designados por pontes térmicas pontuais ( $\chi$ ). O cálculo do coeficiente de transmissão térmica ( $U_p$ ) da parede de suporte e do sistema, considerando as pontes térmicas, é dado pela equação (2):

$$U_p = U_d + \frac{\Psi_{perfis}}{l_{perfis}} + \eta_{fixação} \chi_{fixação} \quad (2)$$

Em que:  $\psi_{perfis}$  é o valor da ponte térmica devido aos perfis horizontais e verticais [ $W/m^2 \cdot ^\circ C$ ];  $l_{perfis}$  é o afastamento dos perfis horizontais e verticais [m];  $\eta_{fixação}$  é a densidade de fixações por [ $m^2$ ]; e  $\psi_{fixação}$  é o valor de pontes térmicas pontuais devido às fixações [ $W/^\circ C$ ].

A quantificação das pontes térmicas lineares ( $\Psi$ ) é dada pela equação (3), de acordo com a EN 10211 de 2007 [10].

$$\Psi = L_{2D} - \sum_{j=1}^{N_j} U_j \cdot l_j \quad (3)$$

Em que:  $L_{2D}$  é o coeficiente térmico obtido através de cálculo a duas dimensões [ $W/m \cdot ^\circ C$ ];  $U_j$  é o coeficiente de transmissão térmica da envolvente, componente  $j$  [ $W/m^2 \cdot ^\circ C$ ]; e  $l_j$  é o comprimento dentro do modelo bidimensional a qual o  $U_j$  se aplica [m].

O coeficiente térmico  $L_{2D}$  pode ser determinado através da equação (4), de acordo com a norma EN ISO 12011 de 2007 [10].

$$L_{2D} = \frac{\phi_l}{\Delta\theta} \quad (4)$$

Em que:  $\phi_l$  é o fluxo de calor obtido pela diferencial de temperaturas verificado [ $W/m$ ] e  $\Delta\theta$  é o diferencial de temperaturas entre os dois ambientes [ $^\circ C$ ].

### Estudo de sensibilidade de pontes térmicas

Os resultados obtidos para  $\psi$  e  $U_p$ , fazendo variar o tipo de perfil em alumínio e a espessura de isolamento térmico, são apresentados na figura 7.

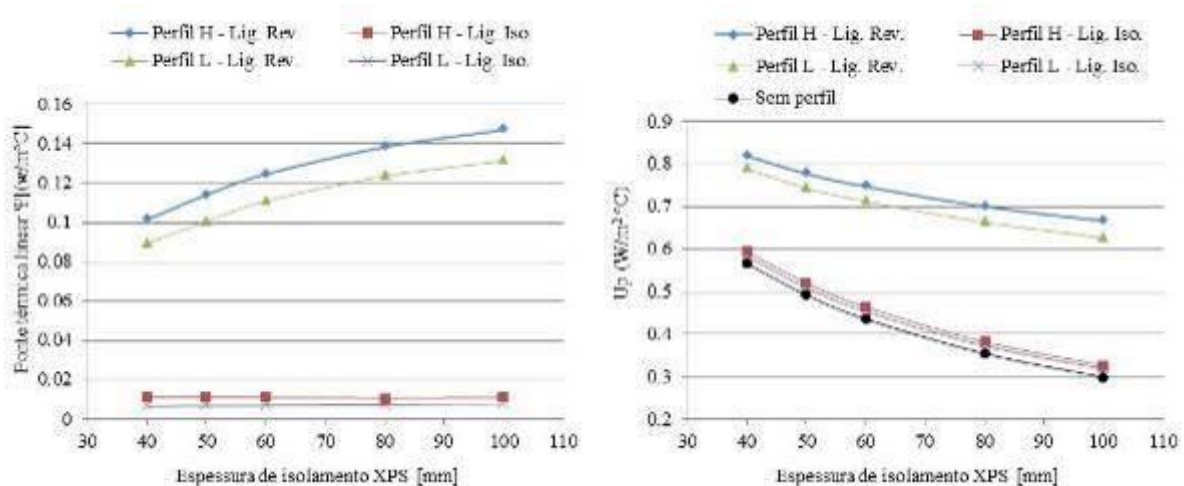


Figura 7 – Ponte térmica linear e coeficiente de condutibilidade térmica como função da espessura do isolamento térmico e tipo de ligação

Pela análise da figura 7 verifica-se que o efeito das pontes térmicas é significativo nos perfis H ou L, ligados à camada de revestimento, sendo que neste último é sensivelmente menor. Tratando-se de pontes térmicas lineares repetidas com afastamento de 400 mm, o acréscimo no coeficiente de transmissão térmica  $U_p$ , pela introdução dos perfis H ligados à camada de revestimento, varia de  $0.25 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$  (45%) a  $0.37 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$  (123%). O aumento da espessura de isolamento de 40 mm para 100 mm contribui para o aumento das pontes térmicas lineares em cerca de 45%.

Os resultados obtidos para  $\psi$  e  $U_p$  com o modelo 1, fazendo variar o material do perfil e espessura de isolamento térmico, são apresentados na figura 8. Pela análise da figura 8 verifica-se que a utilização de perfis pultrudidos contribui significativamente para a redução das pontes térmicas lineares, contribuindo para a redução do coeficiente de transmissão térmica  $U_p$ .

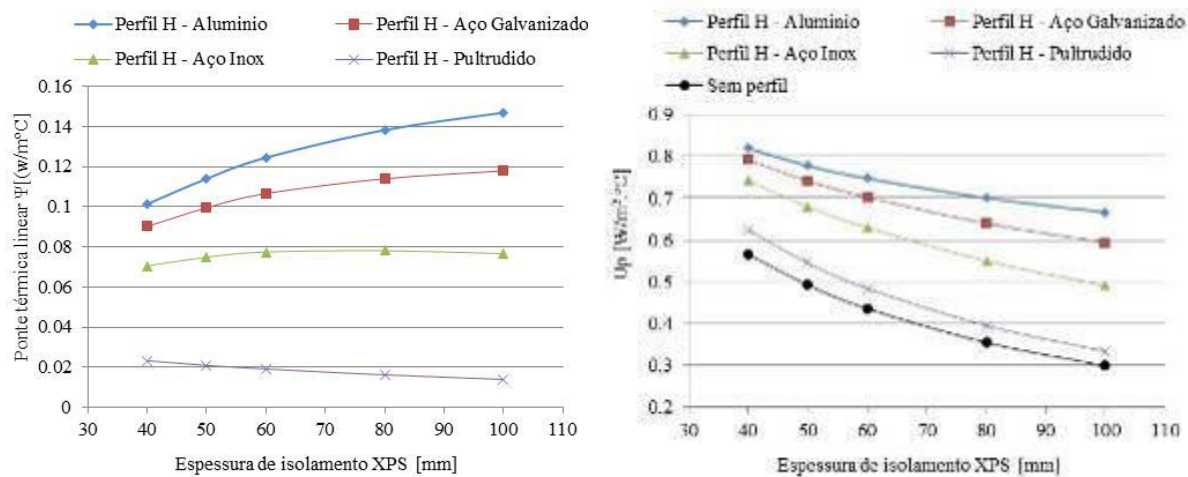


Figura 8 – Ponte térmica linear e coeficiente de condutibilidade térmica como função da espessura do isolamento térmico e material do perfil

Os resultados obtidos para  $\psi$  e  $U_p$  com o modelo 1 e para o perfil H em alumínio ligado à camada de revestimento com rotura térmica e para várias espessuras de isolamento térmico, são apresentados na figura 9.

Pela análise da figura 9 verifica-se que a utilização da rotura térmica na ligação do acessório auxiliar de fixação ao suporte contribui, mas de modo pouco significativo para a redução coeficiente de transmissão térmica  $U_p$ .

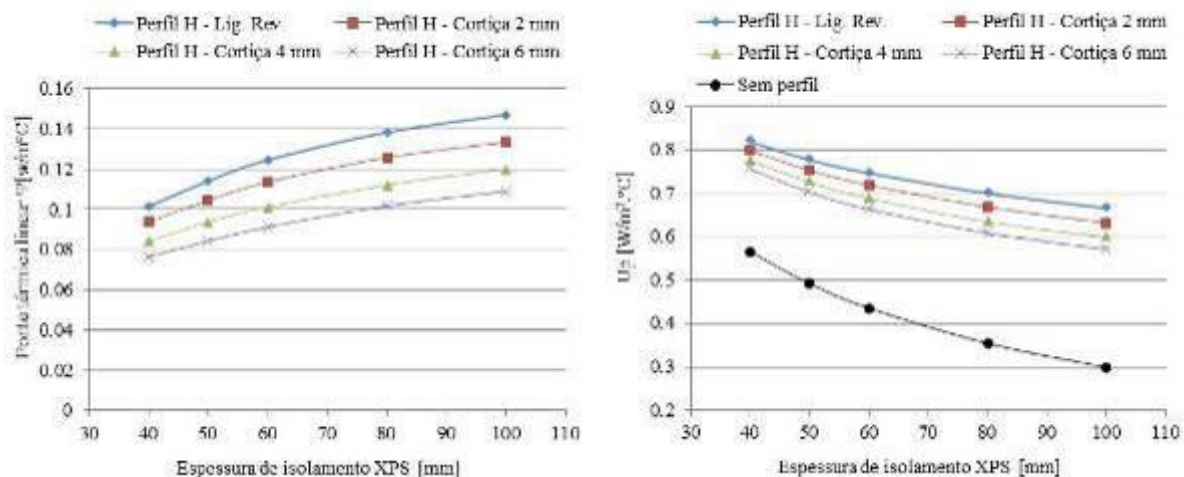


Figura 9 – Ponte térmica linear e coeficiente de condutibilidade térmica como função da espessura do isolamento térmico e espessura do material de rotura térmica

### Avaliação e análise do desempenho do protótipo

A avaliação do desempenho do protótipo foi realizada a partir da determinação da ponte térmica linear, pela introdução dos perfis embebidos, através do programa computacional HEAT2 [11] e a determinação do coeficiente de transmissão térmica  $U_p$ , através do programa computacional HEAT3 [12]. A ponte térmica pontual, pela introdução dos acessórios de fixação, foi determinada pela equação (2). Na tabela 4 apresentam-se os resultados obtidos.

Tabela 4 – Ponte térmica linear e pontual, coeficiente de condutibilidade térmica em função da espessura de isolamento térmico

Espessura do isolamento [mm]	Ponte térmica linear $\Psi$ [W/ m <sup>2</sup> °C]	Ponte térmica pontual $\chi$ [W/°C]	Coeficiente de transmissão térmica $U_p$ [W/m <sup>2</sup> .°C]
40	0.0081	0.0210	0.65
50	0.0056	0.0230	0.57
60	0.0043	0.0233	0.50
80	0.0027	0.0239	0.42
100	0.0019	0.0229	0.35

Na figura 10 apresentam-se esquemas representativos do efeito das pontes térmicas, lineares e pontuais, sob a forma de isolinhas de temperatura para a espessura de isolamento de 40 mm de espessura.

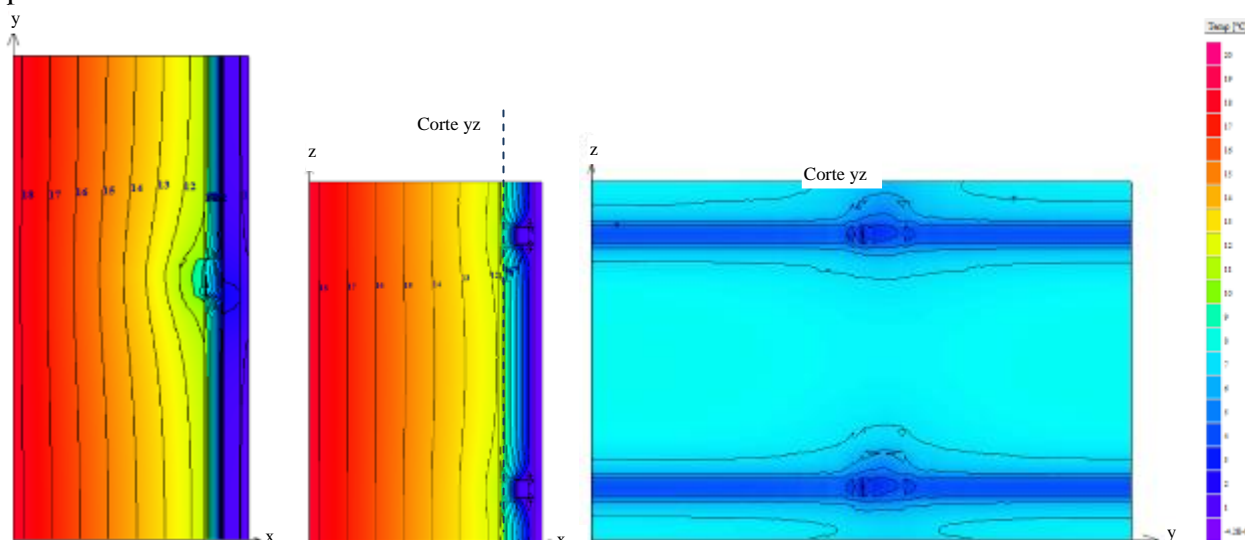


Figura 10 – Isolinhas de temperatura

Na figura 11 apresentam-se os resultados obtidos do coeficiente de transmissão térmica  $U_p$  para o protótipo e para o perfil H em alumínio ligado à camada de revestimento.

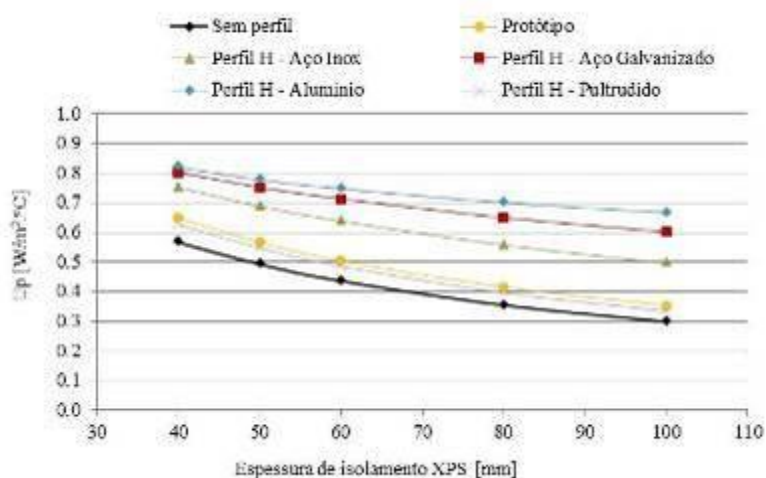


Figura 11 – Coeficiente de condutibilidade térmica ( $U_p$ ) como função da espessura do isolamento térmico

Pela análise da figura 11 verifica-se que o protótipo tem um bom desempenho térmico, só comparável ao perfil H pultrudido. Para o sistema de fixação do protótipo, o coeficiente de transmissão térmica  $U_p$  acresce, em comparação ao sem perfil,  $0.08 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$  (15%) a  $0.06 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$  (19%), para 40 mm e 100 mm de isolamento térmico, respetivamente.

## Conclusões

O estado da arte, realizado na primeira parte do artigo, alerta para a problemática do aumento da contribuição das pontes térmicas nas Perdas Térmicas Globais, sobretudo à medida que a qualidade da envolvente é melhorada. No entanto, poucos estudos foram encontrados evidenciando a contribuição das pontes térmicas, lineares e pontuais, repetidas em sistemas como os no âmbito do campo de aplicação de sistemas de fachada com elementos modulares pré-fabricados “veture kit”.

O estudo de sensibilidade, realizado através do programa computacional HEAT2, utilizando perfis como acessórios auxiliares de fixação, em “H” e “L”, demonstrou que as pontes térmicas criadas pela inclusão de perfis ligados à camada de revestimento aumentam substancialmente o coeficiente de transmissão térmica  $U_p$ . A contribuição das pontes térmicas lineares no  $U_p$ , tratando-se de um perfil H em alumínio, que dos materiais estudados é o que apresenta maior condutibilidade térmica, varia de  $0.25 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$  (45%) a  $0.37 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$  (123%) para uma solução de suporte de tijolo cerâmico de 220 mm de espessura com espessuras de isolamento térmico de 40mm a 100mm. No caso do perfil H, em alumínio, ligado à camada de isolamento, a contribuição das pontes térmicas lineares no  $U_p$  é pouco significativa, cerca de  $0.03 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$  (9%). Como mostra a análise anterior, a utilização de materiais menos condutores para os perfis H, que no caso utilizaram-se os perfis pultrudidos, contribui significativamente para reduzir o efeito das pontes térmicas no  $U_p$  em comparação com o alumínio, passando de  $0.25 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$  (45%) para  $0.06 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$  (10%) para 40 mm de isolamento térmico. A análise também demonstrou que a adoção da cortiça como medida de rotura térmica nos perfis não teve o impacto esperado na redução de  $U_p$ , no entanto, permitiu reduzir as pontes térmicas no perfil H, em alumínio, ligado a camada de revestimento em 8%, 17% e 25% para espessuras de 2 mm, 4 mm e 6 mm de cortiça, respetivamente. É de ressaltar que, atendendo a tabela 1, atribuir-se-ia a classe C2, efeito pouco significativo das pontes térmicas lineares, mas sendo estas repetidas, neste caso 400 mm em 400 mm, o seu efeito não deve ser desprezado.

O protótipo desenvolvido, pela introdução de perfis embebidos e acessórios auxiliares de fixação, apresenta uma boa resistência térmica para espessuras correntes de isolamento térmico,



contribuindo de modo significativo para o isolamento térmico e para a conservação de energia no edifício. Devido à disposição dos perfis embebidos, o sistema reduz as pontes térmicas nos paramentos exteriores, conferindo isolamento térmico e reforço da estabilidade do painel. As pontes térmicas criadas, lineares e pontuais, pela inclusão do sistema de fixação em aço galvanizado resultaram num aumento pouco significativo do coeficiente de transmissão térmica  $U_p$ , sendo este de  $0.083 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$  (9%) e  $0.06 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{C}$  (19%) para espessuras de 40 mm e 100 mm de isolamento térmico, respetivamente. A aplicação da menor espessura de isolamento, 40 mm, estudada no sistema ao suporte de tijolo furado resulta num coeficiente de transmissão térmica inferior ao valor de  $U$  máximo exigido em cada uma das regiões climáticas. Será necessário uma espessura de 60 mm de isolamento para cumprir o valor  $U$  de referência da região climática mais desfavorável I3.

## Agradecimentos

Os autores gostariam de expressar seus agradecimentos à Agência de Inovação, pela concessão deste trabalho de pesquisa, desenvolvido no âmbito do projeto QREN SI: I&DT 2010/12877, sob tema “Desenvolvimento de painéis multifuncionais térmicos e acústicos para a construção civil” com a empresa Grazimac - Materiais de Construção, Lda.

## Referências

- [1] Pedido de patente nacional PN106409: Painel modular pré-fabricado, sistema de painéis modulares, método de construção e respetiva utilização, inventado por Viegas I., Pedrosa L. Jalali S., Cardoso C., 2012.
- [2] European Technical Approvals Vetisol, Vetur kit – Prefabricated unit for external wall insulation, ETA-09/0041, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), Paris, 2009.
- [3] European Technical Approvals PIZ, Vetur kit – Prefabricated unit for external wall insulation, ETA-06/0135, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), Paris, 2006.
- [4] Portal da Empresa PIZ: <http://www.piz.it/>
- [5] Erhorn H., Citterio M., and other: Final Report of the IEE ASIEPI Work on Thermal Bridges, An effective Handling of Thermal Bridges in the EPBD Context, 31 March 2010
- [6] Valério, J.; Dissertação de Mestrado, Avaliação do Impacte das Pontes Térmicas no Desempenho Térmico e Energético de Edifícios Residenciais Correntes”, Universidade técnica de Lisboa, Setembro de 2007.
- [7] Tiago F., Corvacho M.: Hygrothermal analysis on the use of internal thermal Insulation systems in portuguese residential buildings, Building Simulation 2007.
- [8] G. Evolaa, G. Marganib, L. Marlettac: Energy and cost evaluation of thermal bridge correction in Mediterranean climate, Energy and Buildings 43 (2011) 2385–2393.
- [9] PORTUGAL. Leis, Decreto de Lei, RCCTE: Regulamento das características do Comportamento Térmico dos Edifícios. Decreto-Lei nº 80/2006, 4 de Abril, Lisboa, 2006.
- [10] IPQ - Norma europeia. Thermal bridges in building construction – Heat flows and surface temperatures – Detailed calculation, EN ISO 10211, 2007.
- [11] HEAT2 Demo, 2D Heat transfer in two dimensions, Blocon, Sweden.
- [12] HEAT3 Demo, 3D Heat transfer in three dimensions, Blocon, Sweden.
- [13] ICT – Térmica: Coeficientes de Transmissão Térmica de Elementos da Envolvente dos Edifícios. ITE 50, Lisboa, 2006.
- [14] Portal da empresa Amorim: <http://www.amorimcorkcomposites.com/>

[15] Portal da empresa 5M: <http://www.5m.cz>

[16] Portal da empresa cosmos: <http://www.cosmosaluminium.gr>

[17] IPQ - Norma internacional. Building components and building elements - Thermal resistance and thermal transmittance - Calculation method, EN ISO 6946, 2007.



## Desenvolvimento de blocos solo-cimento com três intervenções: solo natural, solo corrigido com areia e solo mais materiais de mudança de fase (MMFs)

Valter Bezerra Dantas<sup>1a</sup>, Uílame Umbelino Gomes<sup>1b</sup>, Edmilson Pedreira Reis<sup>1c</sup>, Samara Melo Valcacer<sup>1e</sup>. Ariadne de Souza Silva<sup>1d</sup>

<sup>1</sup>Programa de Pós-graduação em Ciência e Engenharia de Materiais - PPGCEM  
Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN- Departamento de Física Teórica e Experimental -  
DFTE- Caixa Postal 1524 - Campus Universitário Lagoa Nova CEP: 59.072-970 / Natal - RN - Brasil

[valter.fisic@hotmail.com](mailto:valter.fisic@hotmail.com)<sup>a</sup>, [umbelino@dfte.ufrn.br](mailto:umbelino@dfte.ufrn.br)<sup>b</sup>, [pedreira.reis@ig.com.br](mailto:pedreira.reis@ig.com.br)<sup>c</sup>, [gmarinho@ct.ufrn.br](mailto:gmarinho@ct.ufrn.br)<sup>d</sup>,  
[samaravalcacer@hotmail.com](mailto:samaravalcacer@hotmail.com)<sup>e</sup>, [ariadness2@yahoo.com.br](mailto:ariadness2@yahoo.com.br)<sup>f</sup>

**Palavras-chave:** blocos solo-cimento, parafina, MMFs, resistência à compressão.

**Resumo:** Neste trabalho são apresentados os resultados de ensaios de caracterização de amostras de solo (natural) coletadas em Mossoró-RN, Campus da UFRSA-RN, que está localizado aproximadamente a “5°12’34.68 de latitude Sul e 37°19’5.74” de longitude oeste; solo corrigido; e solo-cimento com MMFs, com a finalidade de produzir solo-cimento para a fabricação de blocos prensados com boa resistência à compressão (Norma ABNT) e estabilidade térmica. Foram realizados ensaios de granulometria, limite de plasticidade, limite de liquidez, correção granulométrica, microscopia eletrônica de varredura (MEV) dos solos, fluorescência de Raios-X dos solos e das concreções ferruginosas dispersas no interior do solo. Neste argissolo, com base nos resultados da análise granulométrica, foram adicionadas 10% de areia média com 3% e 5% de parafina eicosano e 10% de areia média com 3% e 5% de parafina 120; formando quatro composições de análise. Blocos de solo-cimento padrão, constituídos de solo-cimento natural com adição de 10% de areia média e 0% de parafina, foram estudados para fins comparativos. As parafinas são denominadas de MMFs (material de mudança de fase), e seu efeito é diferenciado entre as diferentes dosagens quanto aos valores de resistência à compressão dos blocos solo-cimento. O objetivo é criar novos materiais que proporcionem ao bloco qualidade igual ou superior as recomendações das normas da ABNT e que ofereçam maior conforto térmico nas construções. Partículas de solo com diferentes tamanhos foram adicionadas a 8% (em peso) de cimento, e, aproximadamente, 9,20% de água foi adicionada a mistura. Os blocos foram prensados utilizando uma prensa manual idealizada pelo pesquisador. A prensa foi construída de forma a proporcionar aos blocos volume constante a pressão 0.18 MPa. Verificou-se que pequena intervenção no solo influenciou fortemente na porosidade total do solo e nos valores de resistências à compressão dos blocos solo-cimento. Também foi observado que o material inserido no solo melhorou a propriedade térmica, mas podendo influenciar negativamente em outras propriedades. De acordo com a variação dos tamanhos de partículas foram observados dois comportamentos: (i) Com incremento de 10% de areia média, a resistência à compressão dos blocos aumentou, superando as normas da ABNT; e (ii) Com o incremento de 3% ou 5% de parafina eicosano ou parafina 120, observou-se uma diminuição significativa na resistência à compressão dos blocos, mas ainda ficando acima dos valores normatizados.

## Introdução

O desenvolvimento sustentável é a solução para amenizar problemas ambientais através do equilíbrio entre o desenvolvimento econômico e a preservação do meio ambiente. Melhorar o processo de produção de materiais e a qualidade de vida (estabilidade térmica nas construções) a partir da confecção de blocos solo-cimento com MMFs [2] minimizará os impactos ambientais na sua fabricação quando comparado aos tijolos convencionais. A inovação tecnológica baseada em pesquisa científica com o desenvolvimento de novos produtos e processos é capaz de transformar as empresas e suas atividades em lucros, de modo a gerar valores sem comprometer a natureza e a sociedade.

A busca por processos e produtos que impliquem em menor consumo energético se faz presente em todos os setores da economia. Na construção civil, o solo, por ser um material de grande disponibilidade, vem se mostrando uma excelente alternativa técnica e econômica, principalmente na constituição de blocos solo-cimento prensados, de baixo consumo de energia na produção. Com a adição de MMFs ao solo-cimento essa economia se acentua ao longo do tempo pois mantém uma temperatura interna desejada em função do tipo e quantidade do aditivo[3]. O reconhecimento de solos adequados é feito por diversos ensaios em laboratório, e a grande vantagem destes ensaios é que são normatizados, obtendo-se resultados quantitativos das suas características que facilitam a comparação com os resultados de outras experiências e a identificação do solo ideal para sua reprodução.

Pesquisas realizadas por [3] mostraram resultados importantes de uso do material de mudança de fase (MMFs), para manter estática a temperatura interna sem consumo de energia. Entretanto, é necessária uma escolha adequada das quantidades de MMFs<sup>1</sup> e do tipo a ser aplicado para cada sistema. Existe larga aplicação de MMFs em revestimento interno de veículos espaciais, nas roupas da tripulação, e em equipamento eletrônicos. São impregnados para suportar as flutuações de temperatura durante as viagens [5] quando MMFs sólido é aquecido, recebendo calor, ele sofre uma mudança de fase sólida para a fase líquida, e, então, o material absorve certa quantidade de calor, designada por calor latente de fusão, quando a temperatura diminui, o sistema libera calor, designado por calor latente de solidificação, voltando a ser sólido. A temperatura do sistema se mantém relativamente constante durante o ciclo sólido/líquido.

Para caracterizar mecanicamente os blocos solo-cimento, pode-se estudar o comportamento da resistência à compressão, observado quando uma força é aplicada [6] em consequência da força aplicada a um material no ensaio de resistência à compressão simples, os átomos sofrem um deslocamento, e, então, o material responde com uma deformação que representa o comportamento mecânico do material.

Na literatura, estudos sobre o módulo de elasticidade de blocos solo-cimento sob o efeito da adição de 10% de areia média e MMFs, nas proporções de 3% ou 5% de parafina eicosano ou de parafina 120, não foram encontrados. Para um material confiável e de qualidade, é necessário que se assegurem as suas características técnicas iniciais, como também que essas características se comportem de maneira satisfatória ao longo do tempo, ou seja, que se tenha uma durabilidade adequada à utilização requerida [7] afirma que umas das exigências para a durabilidade é que, quando utilizada sob as condições ambientais previstas em projeto, determinada estrutura se conserve durante toda a sua vida útil; a segurança, a estabilidade e a aptidão das construções devem manter-se até os dias atuais sob serviços requeridos inicialmente.

O termo "estabilização do solo" corresponde ao processo, natural ou artificial, pelo qual um solo, sob o efeito de cargas aplicadas, se torna mais resistente à deformação e ao deslocamento, do que o solo natural. Esses processos consistem em modificar as características do sistema solo-água-ar para obter propriedades compatíveis com uma aplicação particular [8]. A estabilização química é conseguida com a aplicação de teores de cimento entre 6% a 12% dependendo da composição granulométrica do solo [9]. Para teores abaixo de 3% ocorre apenas uma melhoria das características estruturais do solo, não havendo a sua estabilização [10].

Dentre os inúmeros métodos de estabilização do solo, o que tem sido identificado como mais prático e eficiente é o da estabilização química. De acordo com [8,9,10], esse método se refere àqueles em que, tanto as interações químicas quanto às físico-químicas, podem ocorrer no processo de estabilização o solo é um elemento com maior proporção na mistura solo-cimento, devendo ser selecionado ou inserir correção granulométrica de modo que permita o uso da menor quantidade possível de cimento e que garanta boa estabilidade. De maneira geral, os solos mais adequados para a mistura solo-cimento são os que possuem as seguintes características: porcentagem passando na peneira ABNT 4,8 mm igual a 100%; porcentagem passando na peneira 0,075 mm entre 10% e 50%; limite de liquidez inferior a 45%; e índice de plasticidade menor que 18% [8,9].

Para conseguir as condições ótimas de resistência e operacionalidade do solo-cimento, o agregado fino (argila), o agregado grosso (areia) e a água devem ser acrescentados nas proporções corretas. Um bom empacotamento e contato interfacial entre as partículas são obtidos ao se utilizar partículas de tamanhos diferentes, onde as partículas finas de argila devem preencher os vazios entre as partículas de areia. A quantidade da pasta água-cimento deve ser suficiente para cobrir todas as partículas de argilas e de areias, senão a ligação de cimentação será incompleta. Os elementos do solo-cimento devem ser misturados por completo, e a ligação completa entre o cimento e as partículas agregadas depende da adição correta de água[8].

Por meio da determinação experimental em corpos-de-prova cilíndricos [9] estudaram a resistência à compressão simples e a absorção de água do material solo-cimento. O solo estudado apresentava características arenosas, e com a adição de 10% de cimento Portland ao solo obtiveram resistência à compressão simples e absorção de água dos corpos-de-prova, em média, respectivamente, de 2,0 MPa e 12%, aos sete dias de idade.

No que diz respeito aos solos estabilizados, a [8] se refere apenas ao ensaio de durabilidade por ciclos de molhagem e secagem para os blocos solo-cimento. Esta norma descreve a metodologia utilizada para avaliação do comportamento de corpos-de-prova solo-cimento, submetidos a ciclos de molhagem e secagem, por meio da perda de massa, variação de umidade e volume.

[12] realizaram estudos a respeito de padronização de ensaios de resistência à compressão para adobes. Os autores ensaiaram corpos-de-prova de adobe com diferentes dimensões, sendo utilizadas as formas de prisma moldado (adobe inteiro) e de cubo (adobe cortado e suas partes unidas por argamassa). Eles observaram uma diminuição da resistência à compressão no valor de 12% para o prisma de 7,5 cm x 7,5 cm x 15 cm em relação ao cubo de 7,5 cm, a qual teve influência, possivelmente, pelo aumento do índice de esbeltez, sendo a única variável do ensaio.

Os materiais cerâmicos em função do arranjo atômico e das ligações químicas presentes, apresentam elevada resistência mecânica, alta fragilidade, alta dureza, grande resistência ao calor, e, por isso, é isolante térmico e elétrico. No entanto, sofre ruptura de maneira frágil, com pouca ou sem deformação plástica para os materiais amorfos, como os vidros e as maiores das cerâmicas tradicionais; são frágeis abaixo da temperatura de amolecimento [12]. O comportamento elástico linear, encontrado em materiais cerâmicos, é descrito pela Lei de Hooke. Para cargas uniaxiais, a lei de Hooke é expressa de acordo com a equação.

$$\rho = E \cdot \varepsilon \quad (1)$$

Onde: E é o módulo de elasticidade ou de Young; e  $\varepsilon$  é a deformação elástica do material. O módulo de elasticidade apresenta fundamental importância nos projetos em desenvolvimento e no controle de qualidade dos materiais cerâmicos. O módulo de Young é uma propriedade mecânica que é influenciada por variações nas composições, e, em materiais heterogêneos, e é afetado pelo processamento também, [9]. O carregamento axial atuante nas extremidades do corpo-de-prova e passando pelo centroide da sua seção reta, causará uma distribuição uniforme de tensão normal sobre essa área (A) e sentido idêntico da força interna resultante (P).

$$\sigma = p/A \quad (2)$$

Onde:  $\sigma$  é a tensão (Pa); P é a pressão, A é a área.

## Materiais e Métodos

O solo foi retirado do campus da Universidade Federal do Semi Árido (UFERSA), em Mossoró-RN a 20 m de altitude e coordenadas geográficas 5°12'34.68 S e 37°19'5.74" O. O solo foi classificado, segundo a Sociedade Brasileira de Ciência do Solo SBCS e EMBRAPA-SP [13], como argissolo. Foi descartado os 5 cm da camada superficial do solo que contém matéria orgânica podendo influenciar na compactação do solo [14].

O solo foi coletado de três locais e três profundidades diferentes, 5-30 cm, 30- 90 cm, e 90-180 cm ao do final do perfil aproximadamente 2 m de profundidade onde se encontra a rocha mãe.

Inicialmente, os solos foram homogeneizados em uma betoneira por 20 minutos. E, após a mistura, o solo foi condicionado em saco plástico para a fabricação dos blocos solo-cimento num total de 60 kg, o suficiente para fabricação de 20 blocos maciços de solo-cimento, com dimensões de 12.5 cm x 7,0 cm x 25 cm. Ensaio físico e químico foram realizados nos solos. A areia lavada foi adquirida em loja de material de construção em Natal-RN, a qual foi usada na correção granulométrica do solo natural. A análise granulométrica por peneiramento foi realizada para solos grossos, até a abertura de malha da peneira 200 (0,075 mm), e pela sedimentação, para solos finos15

## Tipos de prensa

Para a fabricação dos blocos solo-cimento, com área igual a 305,04 cm<sup>2</sup> e altura igual a 7,5 cm, foi utilizada uma prensa manual, idealizada pelo pesquisador, e rolamentada para diminuir o atrito. A pressão de compactação usada no processo foi de 0.18 MPa e no sentido uniaxial. A altura do bloco solo-cimento deve obedecer à relação de ½ do comprimento para a altura.

Até a data do ensaio de resistência à compressão, os corpos-de-prova foram curados nas condições recomendadas, Fig. 1A. Os blocos de solo-cimento moldados teve suas faces de aplicação de carga capeadas de acordo [16], Figura 1B. Foram rompidos aos 7, 14 e 28 dias, contados a partir do momento em que o cimento foi posto em contato com a água de mistura. Os corpos-de-prova foram centralizados no prato inferior, depois de suas faces inferiores e superiores estarem limpas e secas. O carregamento do ensaio deve ser aplicado continuamente e sem choques, com velocidades entre 0,3 MPa/s e 0,8 MPa/s.



Figura 1. Blocos em processo de cura (1A) e blocos capeados com cimento (1B) para os ensaios de resistência à compressão simples.

Para a determinação da composição química dos materiais, as amostras de argissolo foram passadas pela peneira ABNT nº 200 (0,074mm). A técnica utilizada nesta análise foi à fluorescência de raios X (FRX) em equipamento EDX 700 da marca Shimadzu. Nesta análise foram obtidos os óxidos presentes (SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, CaO, MgO, K<sub>2</sub>O, Ti<sub>2</sub>O, entre outros elementos traços). Na análise morfológica utilizou-se um microscópio eletrônico de varredura (MEV) do laboratório de caracterização de materiais do Departamento de Ciências e Engenharia de Materiais da Universidade Federal do Rio grande do Norte, Natal RN.

Na fabricação dos blocos solo-cimento foi utilizado cimento CP II Z-32, em torno de 8% em relação à massa do solo, e água destilada. Os ensaios de Proctor mostraram teor de umidade ótimo da massa do solo natural e corrigido.

Na figura 2 é apresentado o bloco solo-cimento corrigido que através de um dispositivo foi ejetado de dentro da máquina manual após ser compactado.



Figura 2. Bloco prensado

Buscou-se por meio da correção granulométrica, a composição de uma massa com uma plasticidade que propicia a moldagem e trabalhabilidade das peças verdes, conferindo coesão e solidez.

Os principais ensaios normatizados realizados no referido estudo foram: análise de tamanho de partícula do solo - particulômetro a laser, massa específica das partículas do solo, limite de liquidez (LL), índice de plasticidade (IP), absorção de água, ensaio de resistência à compressão simples, densidade - método do anel volumétrico, massa específica - método de picnometria, e porosidade total - cálculo indireto [17] os blocos solos-cimentos devem ser utilizados no mínimo sete dias após a sua fabricação.

## Resultado e Discussão

As amostras de argissolo apresentaram as seguintes composições químicas – percentuais de óxidos – que estão descritas na tabela 1. O solo natural e corrigido com 10% de areia apresentaram os seguintes constituintes – percentuais de óxidos – que são mostrados na tabela 2. Todos os resultados foram obtidos por fluorescência de Raios X.

Observando os valores obtidos na tabela 1, para a amostra A, tem-se componentes presentes na profundidade inferior a 40 cm, alta quantidades de  $\text{SiO}_2$  (57.817 %) e provável presença, de forma mais acentuada, de argilominerais, tais como: caulinita ( $\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) e ilita. A quantidade de  $\text{Al}_2\text{O}_3$  (30.535 %), formando argilominerais, podendo ser devido a hidróxido como gibsita ( $\text{Al}(\text{OH})_3$ ). Os valor total de 89,35% ( $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3$ ) indica o caráter refratário da matéria-prima. A quantidade de óxido  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  (7.217 %) caracteriza-se como agente fundente. Características da cor avermelhada mais acentuada no perfil inferior 40 cm de profundidade, e que se estende até a rocha mãe, é indicativo da presença do óxido de ferro como observado na tabela 1 para a amostra A do solo. Na camada de zero até 40 cm, pode se ver na Tabela 32 para a amostra B uma diferença significativa nas composições dos óxidos. Na coloração desse solo se observa uma cor acinzentada devido à baixa quantidade de óxido de ferro nas camadas superficiais, que pode ser devido os tamanhos pequenos do oxido de ferro e das argilas que são carregados para as partes mais profundas pelas águas e força da gravidade nos quais se forma nas camadas mais profundas as concreções chamada de plintossolo:

A tabela 2. Representa os valores de todo perfil do argissolo bem homogeneizada e com incremento de 10% de areia fina e analise de fluorescência de raios-X mostrou se uma composição química conforme tabela 2. Sendo essa composição que melhor se apresenta para fabricação de bloco prensado.



Tabela 1 - Composição química do argissolo.

Componentes	Porcentagem presente no solo	
	Amostra A	Amostra B
Óxido presente		
SiO <sub>2</sub>	57.817 %	67.512 %
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	30.535 %	23.889 %
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	7.217 %	2.555 %
K <sub>2</sub> O	1.996 %	3.929 %
SO <sub>3</sub>	1.722 %	0.644 %
TiO <sub>2</sub>	0.692 %	0.492 %
MnO	0.019 %	0.046 %

Tabela 2 Solo com incremento de 10 % de areia de outra jazida

Componente	Porcentagem presente no solo	
	Amostra 3	
Óxido presente		
SiO <sub>2</sub>	70.137 %	
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	23.651 %	
K <sub>2</sub> O	2.735 %	
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2.156 %	
SO <sub>3</sub>	0.814 %	
TiO <sub>2</sub>	0.366 %	
Sm <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.068 %	
La <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.063 %	

A fluorescência de raios X apresentada na tabela 2, mostrou o incremento de outros elementos traço como Sm<sub>2</sub>O<sub>3</sub> e La<sub>2</sub>O<sub>3</sub> possivelmente vindo da areia usada na correção granulométrica. A fluorescência de Raios X mostrou um teor de 70.137 % SiO<sub>2</sub>, 29,039% de outros constituintes. A partir dos resultados da análise granulométrica e de limites de consistência do solo, AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), citados por [18] este foi classificado como solo argiloso e provável presença de argilominerais tais como: caulinita (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>. 2SiO<sub>2</sub>. 2H<sub>2</sub>O) e illita. A quantidade de partículas finas muito alto conforme tabela 1 esse solo mostrou-se bom para uso em misturas de solo-cimento, no entanto sofreu uma intervenção com adição de 10% de areia média tornando excelente segundo a recomendação da [12]. Assim, o solo apresentou um teor de 75,23% SiO<sub>2</sub> e 24.77 de argila, composição excelente para o solo, que garante um bom acabamento e consumo mínimo de cimento para a fabricação do bloco solo-cimento.

Os valores de resistência de ensaios à compressão simples o tempo de cura são parâmetros importante expressos em MPa, obtidos dividindo-se a carga máxima observada durante o ensaio (em Kgf.), pela área da face do bloco (em cm<sup>2</sup>). A tabela 3 mostra os valores das cargas e tensões de ruptura observadas. Embora todos os blocos apresentar valores superiores às exigidas pelas normas, foi verificados que os melhores desempenhos foram apresentados pelo bloco corrigidos com 10% de areia e o de menor desempenho foi o bloco corrigido com 3 e 5% MMFs.

Tabela 3. Mostra os resultados médios da resistência compressão dos blocos solos-cimento maciços.

Característica do solo	Resistência Média (MPa)		
	7 dias	14 dias	28 dias
Solo natural + 9% de cimento	3,30	4,39	6,76
Solo + 10% de areia + 9% de cimento	3,86	6,91	10,95
Solo+10% de areia+ 9% de cimento 5% de MMFs	2,78	3,74	4,86
Solo+10% de areia+ 9% de cimento 3% de MMFs	2,58	3,84	4,76

MMFS- Matérias de mudanças de fase

A Tabela 3 apresenta os resultados de resistência à compressão simples dos corpos-de-prova estudados. [19] Verifica-se que independente da idade, os melhores resultados em termos de desempenho mecânico foram alcançados pelo solo corrigido com 10% de areia, seguido do solo natural, já os solos com adição de 3% 5% de MMFs teve as menores resistências embora espere o melhor desempenho na difusividade térmica. Os blocos de solo-cimento compactado com a prensa manual foram submetidos aos ensaios de compressão simples aos 7, 14 e 28 dias.

Observou-se com a correção granulométrica o solo tornou mais grosso e reduziu o teor de argila tabela 2 e os valores da massa específica aparente  $g/cm^3$  e específica real  $g/cm^3$ , determinados pelos ensaios de compactação normal de Proctor e picnometria, encontram-se na tabela 4. Observa-se que o solo que recebeu uma adição de 10% de areia, diminuiu a área superficial de contatos entre as partículas ocasionando melhora na compactação do bloco solo-cimento, ocasionando redução do volume de vazios no sistema em torno de 8,61%.

No geral, a resistência apresentada pelos tratamentos aos 28 dias se mostrou superior à resistência apresentada pelos tratamentos aos 7 e 14 dias. De 7 para 28 dias houve um aumento de resistência a todas as amostras, devido aos processos de hidratação do cimento, o que promove a estabilização química do solo com conseqüente aumento de sua resistência. A resistência dos blocos solo-cimento adicionado 10% areia, diferentes estatisticamente dos valores apresentados tabela 3. As exceções ficaram por conta dos tratamentos com 10% de areia 3% e 5% de MMFs não tiveram diferenças significativas entre si, no entanto tiveram diferença acentuada nos tratamentos com adição de 10% de areia e do solo natural. No tratamento a resistência aumentou em termos absolutos diferindo estatisticamente do valor alcançado aos 14 dias e aos 28 dias, nesse caso o aumento foi estatisticamente significativo. As baixas resistências ocasionadas pelos MMFs e devidas eles serem inertes e funciona no interior do solo como uma impureza que se comporta como poro.

A estabelece que os corpos-de-prova fabricado com solo-cimento apresentem valor médio de resistência mínima de 2,0 MPa, e nenhum valor inferior a 1,7 MPa aos sete dias de idade, nesse caso, em todas as idades e tratamento, de acordo[20] com a tabela 3 estão de acordo com essas recomendações. Entretanto, para tijolos não normalizados, [21.18] a estabelece o valor mínimo de 1,5 MPa para a resistência à compressão simples aos sete dias. Adotando-se o valor de 1,5 MPa como resistência mínima, aos sete dias. Analisando-se o período de 14 para 28 dias, no geral, uma o aumento expressivo na resistência à compressão simples.

Os dados obtidos pelo ensaio de compactação[22] a massa específica aparente seca ( $g/cm^3$ )  $D_s$  e massas específicas dos sólidos ( $g/cm^3$ )  $D_p$ , e pelos calculo indireto foi possível determinar a porosidade total (PT) do solo usado para fabricar o bloco solo-cimento conforme equação [14,22]:

$$PT = 1 - D_s / D_p \quad (3)$$

Os resultados obtidos pela equação 2 mostraram a porosidade tabela 5. Características físicas do solo utilizado na fabricação dos corpos-de-prova cilíndricos. Tabela 4. Características físicas do solo utilizado na fabricação dos corpos-de-prova cilíndricos.

Tabela 4. Evidencia a massa específica ( $g/cm^3$ ), obtidas pelo ensaio de compactação de Proctor.

Amostra	Solo natural + 9% de cimento					Média
	1	2	3	4	5	
Massa específica aparente $g/cm^3$	1,87	1,99	2,05	1,93	1,87	1,94
Massa específica real $g/cm^3$	2,65	2,78	2,7	2,69	2,73	2,71
Porosidade total %	29,30	28,5	24,05	28,08	31,61	28,32
Solo corrigido + 10% de Areia + 9% de cimento						Média
Massa específica aparente $g/cm^3$	1,84	2	2,02	1,9	1,82	1,916
Massa específica real $g/cm^3$	2,55	2,55	2,55	2,55	2,55	2,55
Porosidade total	27,84	26,66	20,784	28,63	25,49	25,88

A porosidade total, macroporo + microporo médio obtida foi 28,32% para o material natural e teor ótimo de águas para compactação de 9,63% e/o solo corrigido com 10% areia fina a porosidade média obtida foi de 25,88% e teor de águas ótimo de 9,15 %. A diferença na porosidade total pode

ser em função do aumento da granulometria da areia usada na correção granulométrica, diminuindo a área superficial específica e conseqüentemente demanda menor energia para compactar. Nos espaços livres podem ocorrer às trocas gasosas e absorção de águas como mostra as figuras, Podemos ver aglomerado do solo idealizado figura 3A e figura 3B um aglomerado visto ao microscópio de varredura eletrônico (MEV). A Figura 3A Mostra as partículas de um agregado idealizado do argissolo e seus componentes Figura 3B Mostra as partículas de um agregado Visto ao microscpio eletrónico de varredudura do argissolo e seus componentes.



Figura 3A e 3B. Agregado de forma idealizada1 e agregado visto ao microscopio de varredura eletrônica (MEV)

Os resultados para o limite de plasticidade são respectivamente  $LL=20\%$  e  $LP=13\%$  de acordo com as normas [22], [23] apresentou composição boa para a fabricação de bloco solo-cimento, os quais influem significativamente no resultado final e na qualidade do bloco solo-cimento. A análise granulométrica combinada, que consiste em três etapas: peneiramento grosso, peneiramento fino e sedimentação mostrou um comportamento irregular figura 3, o solo deve sofrer uma correção granulométrica para se adequar a composição para a fabricação do bloco solo-cimento.

O solo após a correção granulométrica e ensaio de compactação Proctor mostrou um teor de água ótimo de  $9,15\%$  e limite de plasticidade  $LP$  em torno de  $8\%$  e limite de liquidez  $LL$  torno de  $20$ . Na tabela 5 mostra as propriedades físicas do solo natural figura 3 e solo corrigido figura 4 mostra a distribuição dos agregados areia, silte e argila.

A umidade ótima de compactação foi determinada em laboratório através da medida da massa específica do solo em diferentes umidades, quando ele é compactado em um determinado molde (cilindro de Proctor). Conforme tabela 5, American Association of State Highway and Transportation Officials, citada por Caputo (2003). Conseqüente a umidade ótima de compactação para solo-cimento.

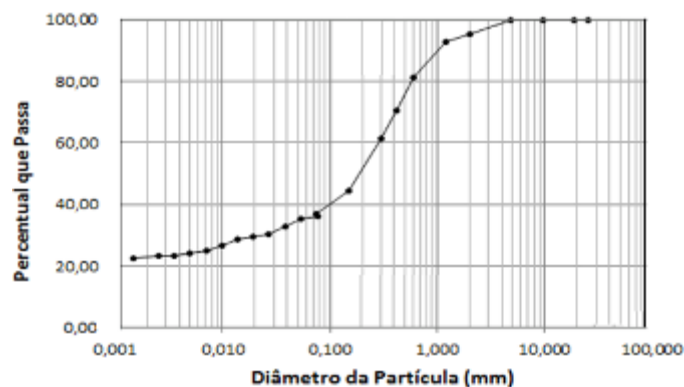


Figura 4 mostra a distribuição de tamanho de partículas do solo original.

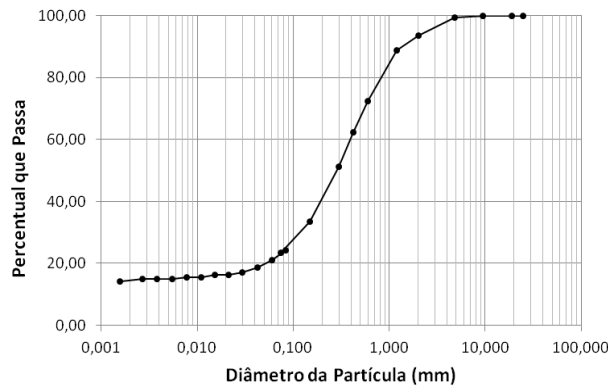


Figura 4. Apresenta a distribuição de tamanho de partículas, após efetuar a correção granulométrica

Tabela 5 Mostra o índice físico do solo e teor de umidade ótimo do solo

Composição granulométrica índice físico e teor de água do argissolo							
Índice físico	Areia + silte	Argila	Mesp.	LL	LP	IP	Teor de umidade
Solo natural	57.81 %	30.53 %),	1,94	20%	13%	7%	9,63%
Solo corrigido	75,23%	24.77%	1,92	20%	8%	12%	9,15%

Mesp: Massa específica aparente seca ( $g\ cm^{-3}$ ); LL: Limite de Liquidez; LP: Limite de Plasticidade e IP: Índice de Plasticidade.

Também verificou-se a presença de concreção dispersa na massa natural do solo cujo a composição química são de alumina, ferro e silício e outros elementos conforme tabela 3 chamadas de plintita. Foi analisada a composição química de 5 concreção e os resultados estão representados na tabela 6. A tabela 6 mostra a variabilidade espacial das concreções com predominância de óxido de ferro e óxido de silício, com outros elementos com óxido de zinco, alumina e outros elementos traço. Assim como o solo as concreções também apresenta uma variabilidade muito grande conforme mostra as análise química por fluorescência de Raios X.

Tabela 6. Mostra a análise química por fluorescência de raios X das concreções presente nos argissolo

Elementos	Porcentagem das partículas					
	Amostra 1	Amostra 2	Amostra 3	Amostra 4	Amostra 5	Amostra 5
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	87.401 %	35.510 %	45.247 %	68.497 %	35.506 %	67.042 %
SiO <sub>2</sub>	4.774 %	23.286 %	25.608 %	10.326 %	22.081 %	10.761 %
ZrO <sub>2</sub>	1.982 %	5.727 %	5.438 %	7.474 %	21.734 %	7.745 %
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1.590 %	4.920 %	7.292 %	5.602 %	4.555 %	5.932 %
TiO <sub>2</sub>	1.575 %	4.493 %	3.997 %	4.422 %	4.120 %	4.421 %
K <sub>2</sub> O	1.386 %	5.995 %	6.750 %	1.915 %	7.659 %	-
SrO	0.446 %	6.753 %	1.532 %	0.454 %	1.220 %	0.516 %
CaO	0.271 %	11.292 %	1.938 %	0.460 %	0.923 %	0.436 %
V <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0.228 %	0.240 %	-	-	-	-
MnO	0.194 %	0.682 %	0.213 %	-	0.343 %	0.180 %
SO <sub>3</sub>	0.152 %	-	-	0.280 %	0.400 %	0.304 %
Rb <sub>2</sub> O	-	0.710 %	-	0.569 %	-	0.615 %
Y <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	-	0.392 %	-	-	0.345 %	-
CuO	-	-	0.273 %	-	-	-
Br	-	-	0.356 %	-	-	-

## Conclusões

1- As misturas obtidas a partir da substituição parcial do solo acrescentando 10% de areia obtiveram maiores resistências quando comparada com solo natural para blocos solo-cimento prensado.

2. Em termos de resistência à compressão simples, o incremento de 10% de areia poderá ser realizado, até o limite da capacidade de aglomeração cuja finalidade e manuseio do bloco solo-cimento no momento de retirada da máquina.
3. Com adição de elementos inertes como os MMFs utilizados, a finalidade é o desempenho térmico. A resistência mecânica foi reduzida quando comparado com o solo natural e solo corrigido com 10% de areia em média de 4,88 MPa. Entretanto os blocos obtidos de solo-cimento com MMFs mostraram valores de resistência mecânica superiores as normas recomendadas de 2MPa.

## Referências

- [1] LIMA, R. C. O. Estudo da durabilidade de paredes monolíticas e tijolos de solo-cimento incorporados com resíduo de granito. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, 2010.107p.
- [2] A. Sharma, V. V. Tyagi, C. R. Chen, D. Buddhi Renewable & Sustainable Energy Reviews, 2009, 13, 318.
- [3] Peippo, K., Kauranen, P., Lund, P.D., 1991. Multicomponent PCM wall optimized for passive solar heating. *Energ. Build.* 17, 259–270
- [4] ABNT NBR 12025: Solo-cimento – ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1990.
- [6] DAVIDGE, R. W.; EVANS, A. G. The Strength of Ceramics. *Materials Science and Engineering*, v. 6, n. 5, p. 281-298, 1970.
- [7] ABCP. Associação Brasileira de Cimento Portland. 1985. Fabricação de tijolos de solo-cimento com a utilização de prensas manuais. Associação Brasileira de Cimento Portland, Boletim Técnico 111. 4 p.
- [8] Callister, Jr., William D. Fundamentos da ciência e engenharia de materiais: uma abordagem integrada, 2ª edição. Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científica Editora Ltda, 2006.
- [9] Ferreira, R.C. & W.J. Freire. 2003. Propriedades físico-mecânicas de solos estabilizados com cimento e silicato de sódio avaliado por meio de testes destrutivos e não destrutivos. *Engenharia Agrícola*, 23: 221-232
- [10] Houben, H. & H. Guillaud. 1994. Earth construction: a compressive guide. Intermediate Technology Publications, London. 290 p.
- [11] ABNT NBR 13554: Solo-cimento – Ensaio de durabilidade por molhagem e secagem. Rio de Janeiro, 1996.
- [12] ZANOTTO, E. D.; MIGLIORE JR., A. R. Propriedades Mecânicas de Materiais Cerâmicos: Uma Introdução. *Cerâmica*, v. 37, n. 247, p. 7-16, 1991. Disponível em: < [www.lamav.ufscar.br/artpdf/c37m.pdf](http://www.lamav.ufscar.br/artpdf/c37m.pdf) acessado em 3/012013.
- [13] EMBRAPA. Centro Nacional de Pesquisa de Solos (Rio de Janeiro, RJ). Sistema brasileiro de classificação de solos. 2. ed. – Rio de Janeiro : EMBRAPA-SPI, 2006.306 p.: il. ISBN 85-85864-19-2
- [14] DANTAS, V.B.; Morais F. A. Pereira J. O. COMPORTAMENTO FÍSICO DE UM LATOSSOLO; VERMELHO DISTROFÉRICO SOB DIFERENTES DOSES DE PALHA DE AVEIA Artigo Científico Revista Verde (Mossoró – RN – Brasil) v.5, n.5, p. 06 - 11 (Numero Especial) dezembro de 2010 <http://revista.gvaa.com.br>
- [15] ABNT- NBR 6491 (1982). Caracterização de areias e pedregulhos

- [16] ABNT NBR 5738: Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. Rio de Janeiro, 1994. 9 p.
- [17] NBR 10832: Fabricação de tijolo maciço de solo-cimento com a utilização da prensa manual. Rio de Janeiro, 1989
- [18] Caputo, H.P. 2003. Mecânica dos solos e suas aplicações, Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro. 219 p.
- [19]. NBR 7182: Solo – ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1984.
- [20]. NBR-8492: Tijolo maciço de solo-cimento - Determinação da resistência à compressão e da absorção de água. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984. 5 p.
- [21] NBR 08491b. Tijolo maciço de solo-cimento. Rio de Janeiro, 8 p 1992
- [22] NBR 6459b: Solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984, 6 p.
- [23] NBR 6459: Solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984
- [24] NBR 12653: Materiais Pozolânicos – Exigências químicas e físicas. Rio de Janeiro, 1992.
- [25] NBR 7217: Agregados- Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 1987. 3 p.



## Influência de elementos construtivos do envelope no desempenho térmico de edificações unifamiliares

MAZZAFERRO L.<sup>a</sup>, SILVA, A. S.<sup>b</sup> e GHISI, E.<sup>c</sup>

Universidade Federal de Santa Catarina, Laboratório de Eficiência Energética em Edificações,  
Florianópolis - Santa Catarina - Brasil

<sup>a</sup>leomazzaferro\_2970@hotmail.com, <sup>b</sup>arthurssilva07@gmail.com, <sup>c</sup>enedir@labeee.ufsc.br

**Palavras-chave:** Desempenho térmico, Energy Plus, Simulação computacional.

**Resumo.** O objetivo principal deste trabalho é investigar a influência de elementos construtivos do envelope no desempenho térmico de edificações residenciais unifamiliares, verificando entre os materiais analisados, quais seriam os mais sustentáveis. A edificação adotada é um protótipo de habitação de interesse social naturalmente ventilada com 57m<sup>2</sup> de área construída. A análise foi feita por meio de simulações computacionais, realizadas com o programa EnergyPlus. Adotaram-se quatro tipos de parede e oito tipos de cobertura, sendo que oito combinações de envelopes foram analisadas. Assim como as paredes e as coberturas, os envelopes foram classificados em leves, pesados ou isolantes. Foram escolhidas oito cidades brasileiras para as análises, representando as oito zonas bioclimáticas do país: Curitiba, Santa Maria, Florianópolis, Brasília, Niterói, Campo Grande, Palmas e Fortaleza. Verificou-se que a transmitância térmica ponderada e a capacidade térmica ponderada do envelope tiveram forte influência sobre o desempenho térmico das edificações simuladas, especialmente nas cidades com maior amplitude térmica. A envoltória da edificação, responsável pelos fluxos de calor entre os ambientes internos e externos é um dos principais determinantes da temperatura interna. A utilização de materiais sustentáveis, que atendam as transmitâncias térmicas e as capacidades térmicas adequadas aos diversos climas, contribuem para a sustentabilidade, a eficiência energética e o desempenho térmico das edificações.

### Introdução

Devido ao acentuado aumento no consumo de energia elétrica no Brasil, estimado em 39,9% pela ANEEL (2013) [1] entre 2003 e 2012, julgou-se importante estabelecer normas e regulamentações em relação à eficiência energética em edificações no país. Na área da construção civil, o desempenho térmico dos elementos construtivos, o conforto térmico dos usuários e a eficiência energética das edificações são os norteadores de soluções mais funcionais e inteligentes. De maneira geral, as soluções construtivas visam a diminuição dos custos e a eliminação de desperdícios, sem perda da qualidade e conforto. Através de métodos computacionais, é possível criar um modelo de edificação para ser simulado em programas de análise termo-energética. Esta simulação engloba as características da edificação (materiais, geometria e rotinas adotadas), os dados climáticos e efetua uma previsão termo-energética da edificação. A envoltória do edifício é responsável pelos fluxos de calor entre os ambientes internos e externos, por isso, a composição dos materiais da envoltória exerce uma forte influência do desempenho térmico da edificação. Através da utilização de materiais sustentáveis adequados para cada região e clima, é possível obter edificações sustentáveis e termicamente eficientes.

### Objetivo

O objetivo deste trabalho é investigar a influência de elementos construtivos do envelope no desempenho térmico de edificações residenciais unifamiliares, verificando entre os materiais analisados, quais seriam os mais sustentáveis.



## Método

O método aqui proposto se aplica ao estudo do desempenho térmico de edificações residenciais unifamiliares. Por meio de alterações no envelope, através de simulação computacional, foi possível avaliar o desempenho térmico da edificação.

Estudos de Schaefer et al. (2013) [2] estabeleceram o protótipo de habitação de interesse social que será adotado nesta análise. Pesquisas de Silva et al. (2013) [3] forneceram as rotinas de ocupação, operação de aberturas e uso de equipamentos em habitações de interesse social. Ambos os estudos, citados acima, foram realizados contemplando a região da Grande Florianópolis. O mesmo modelo de edificação (com as mesmas dimensões, rotinas e propriedades construtivas) foi simulado para os climas de Curitiba, Santa Maria, Florianópolis, Brasília, Niterói, Campo Grande, Palmas e Fortaleza.

Cada cidade escolhida representa uma zona bioclimática brasileira. Por último, para cada cidade, efetuaram-se correlações entre os graus-hora obtidos e as propriedades térmicas do envelope. Através das correlações, procurou-se estabelecer a influência da transmitância térmica ponderada e da capacidade térmica ponderada do envelope sobre o somatório de graus-hora, para as oito cidades. A variável utilizada para a avaliação do desempenho térmico da edificação foi o somatório anual de graus-hora (de resfriamento e aquecimento).

**Simulação computacional.** O programa escolhido para efetuar as simulações computacionais foi o *EnergyPlus* (DOE, 2013) [4] versão 8.1.0, tanto por ser um dos programas mais utilizados atualmente em pesquisas em diversos países, quanto pela confiabilidade de seus algoritmos. O trabalho não realiza a calibração do modelo, uma vez que a edificação real não existe.

**Modelagem da edificação.** O programa *SketchUp* (Trimble, 2012) [5] permitiu desenhar a geometria; e o plug-in *Open Studio* possibilitou definir as características físicas e térmicas (iniciais) de cada superfície. A modelagem foi iniciada com a criação de uma zona térmica para cada cômodo da edificação. Os cômodos, as janelas e portas foram desenhadas de acordo com o modelo estabelecido por Schaefer et al. (2013) [2]. A cobertura foi representada como uma superfície horizontal e possui beirais de 50 centímetros. Mesmo não correspondendo a geometria real da cobertura da edificação, foram inseridos parâmetros no *EnergyPlus*, com o objetivo de representar a existência de um ático.

### Modelo de referência

**Descrição da edificação.** A residência escolhida foi modelada com dois dormitórios de solteiro, um dormitório de casal, uma cozinha, uma sala, um banheiro, como apresentado na Figura 1, totalizando seis zonas térmicas. A geometria da residência e dos cômodos é simples e predominantemente retangular, somando uma área total de 57 m<sup>2</sup>. Ghisi et al. (2007) [6] afirmam que 84% das residências unifamiliares no Brasil possuem área construída inferior a 100 m<sup>2</sup>. A mesma pesquisa define que 38% das residências unifamiliares no Brasil possuem área de piso entre 51 m<sup>2</sup> e 75 m<sup>2</sup>. Logo, a adoção e análise do modelo com 57 m<sup>2</sup> são pertinentes dentro do cenário construtivo brasileiro. A orientação da edificação foi definida com a maior fachada (onde se localizam as janelas dos três dormitórios) orientada para o norte. Em simulações preliminares, a orientação norte apresentou o menor somatório de graus-hora, ou seja, o melhor desempenho térmico.

**Rotinas de ocupação.** Cada cômodo, ou zona térmica, da edificação possui determinada ocupação ao longo do dia. Esta ocupação (por pessoas) precisa ser levada em consideração no balanço térmico da edificação. O padrão de uso e ocupação da edificação residencial unifamiliar a ser utilizado nas simulações foi estabelecido por Silva et al. (2013) [3], cujos estudos definiram os padrões de ocupação dos cômodos, de operação de aberturas e de uso de equipamentos, para a Grande Florianópolis. Na Tabela 1, a rotina de ocupação foi apresentada para dois períodos: inverno e verão.

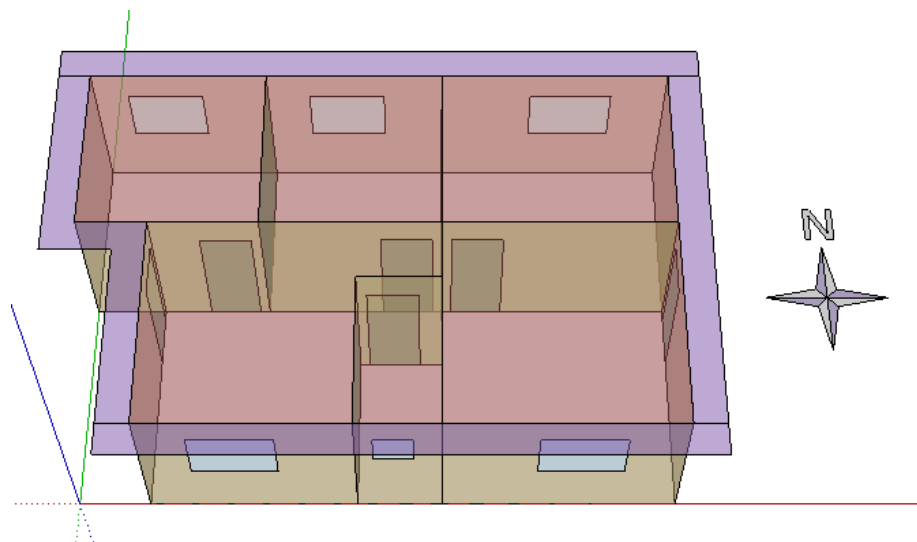


Figura 1: Maquete eletrônica da edificação modelo – Vista superior.

Tabela 1: Fator de ocupação médio horário. Fonte: Silva et al. (2013) [3].

Horário	Inverno						Verão					
	Dia de semana			Final de semana			Dia de semana			Final de semana		
	Cozinha	Sala	Quarto	Cozinha	Sala	Quarto	Cozinha	Sala	Quarto	Cozinha	Sala	Quarto
0h			0,88			0,75			0,88			0,88
1h			1,00			0,88			1,00			1,00
2h			1,00			0,88			1,00			1,00
3h			1,00			0,88			1,00			1,00
4h			1,00			0,88			1,00			1,00
5h			1,00			0,88			0,88			0,88
6h			0,75			0,83			0,75			0,88
7h			0,50			0,63			0,50			0,75
8h	0,33		0,13	0,50	0,33	0,31	0,50		0,25	0,50		0,50
9h					0,17	0,25	0,33		0,17	0,50	0,18	0,33
10h		0,17			0,17		0,17		0,17	0,17	0,18	0,25
11h	0,38	0,17		0,50	0,17		0,17			0,17	0,18	0,13
12h	0,50	0,35		0,50	0,50		0,50	0,50		0,83	0,54	0
13h	0,33	0,13		0,50	0,25		0,50	0,38	0,08	0,50	0,50	0,06
14h		0,31			0,50	0,08	0,33		0,08	0,33	0,38	0,06
15h		0,31			0,50		0,33		0,08		0,50	0,08
16h		0,25		0,18	0,50		0,33		0,06		0,50	
17h		0,38			0,50			0,29			0,50	
18h	0,25	0,50		0,50	0,50		0,33	0,50		0,33	0,50	
19h	0,50	0,50		0,50	0,50		0,50	0,83		0,50	1,00	
20h	0,40	0,50	0,17	0,50	0,50	0,13	0,33	1,00		0,33	1,00	
21h		0,50	0,25		0,50	0,25		0,75			1,00	
22h		0,50	0,50		0,25	0,44		0,40	0,25		0,50	0,50
23h			0,67			0,50		0,10	0,67		0,25	0,75

Definiu-se a população da casa em quatro pessoas: um casal e dois filhos. Sendo assim, a ocupação máxima do quarto de casal (Dorm1) ficou limitada a duas pessoas. Para os quartos de solteiro (Dorm2 e Dorm3), a ocupação máxima adotada foi de uma pessoa. Nos ambientes da sala e da cozinha, a ocupação variou entre zero e quatro pessoas.

Para obter somente números inteiros de ocupação, foram realizadas aproximações do fator de ocupação horário médio (exibido na Tabela 1), dependendo da ocupação máxima do ambiente. Ressalta-se que o fator de ocupação horário médio consiste na relação entre o número de pessoas presentes no ambiente, em determinada hora, e o número máximo de pessoas definido para aquele ambiente.

**Atividade metabólica.** A atividade metabólica das pessoas variou de acordo com o ambiente, pois o mesmo costuma caracterizar o tipo e a intensidade da atividade metabólica dos indivíduos. A Tabela 2 indica as taxas metabólicas adotadas para cada ambiente da edificação, respeitando o tipo

de atividade que costuma ser praticada em cada cômodo. Não foi definida uma taxa metabólica para o banheiro, por não ser caracterizado como ambiente de longa permanência

Tabela 2: Taxa metabólica adotada para os ambientes da edificação. Fonte: Input-Output Reference - EnergyPlus (2013) [7].

Ambiente	Taxa metabólica [W/pessoa]
Quarto	81
Sala	108
Cozinha	171

**Rotina de equipamentos e iluminação.** Cada cômodo possui sistemas de iluminação e equipamentos elétricos específicos que dissipam calor para o ambiente. Nas simulações, foram adotadas as potências médias horárias, tanto para os equipamentos quanto para o sistema de iluminação. A partir da Tabela 3, foram definidas as potências instaladas (com as porcentagens de uso em cada cômodo) e obtiveram-se as potências médias horárias de equipamentos e iluminação.

Tabela 3: Rotinas médias de equipamentos e potências médias instaladas. Fonte: Silva et al. (2013) [3].

Hora	Cozinha		Sala		Quarto	
	Equip.	Ilum.	Equip.	Ilum.	Equip.	Ilum.
0	0,20	-	0,35	-	0,03	-
1	0,18	-	0,24	-	0,05	-
2	0,17	-	0,18	-	0,05	-
3	0,17	-	0,11	-	0,03	-
4	0,17	-	0,11	-	0,01	-
5	0,13	-	0,08	-	0,01	-
6	0,12	-	0,02	-	0,01	-
7	0,13	-	0,06	-	0,01	-
8	0,12	-	0,07	-	-	-
9	0,09	-	0,07	-	-	-
10	0,09	-	0,07	-	0,12	-
11	0,13	-	0,07	-	0,12	-
12	0,16	-	0,10	-	0,27	-
13	0,14	-	0,17	-	0,13	-
14	0,12	-	0,17	-	0,20	-
15	0,16	-	0,22	-	0,22	-
16	0,15	-	0,24	-	0,21	-
17	0,23	0,50	0,34	-	0,62	-
18	0,26	1,00	0,31	0,50	0,29	0,25
19	0,21	1,00	0,38	1,00	0,28	0,50
20	0,16	1,00	0,49	1,00	0,29	0,25
21	0,16	1,00	0,44	1,00	0,27	0,25
22	0,20	0,25	0,36	0,50	0,22	0,29
23	0,20	-	0,33	-	0,09	0,25
Potência [W]	942,79	29,42	90,15	28,90	160,59	44,14

**Ventilação natural.** A ventilação natural foi definida como sendo a principal estratégia de condicionamento passivo da edificação. Foi definido um padrão horário, também chamado de rotina, para se controlar a abertura das janelas de acordo com a rotina de operação de janelas, presente na Tabela 4, no item 3.3.6. Também foi estabelecida a temperatura limite de 20°C, para impedir a abertura das janelas no caso de temperatura externa inferior a 20°C. Esta temperatura limite sobrepõe-se à rotina de operação de janelas, ou seja, quando a temperatura externa for inferior a 20°C, as janelas permanecerão fechadas, mesmo que a rotina de operação de janelas defina que a janela deve ser aberta. Foram definidos dois fatores de operação relativos às janelas. Um dos fatores considera a janela fechada e o outro, inteiramente aberta.

Rotina de operação de aberturas

A abertura ou fechamento de janelas e portas deve ser considerado nas trocas térmicas da edificação, pois são operações que permitem a entrada de ar externo, promovendo a renovação do ar interno. Consideraram-se as portas internas sempre abertas para não haver grandes diferenças de temperatura entre os cômodos. As portas externas foram consideradas sempre fechadas por motivos

de segurança, mesmo que em uma situação real elas sejam abertas durante pequenos intervalos de tempo para entrada e saída dos usuários. Na Tabela 4, para verão e inverno, são apresentados os números de horas diárias que a janela permanece aberta, para cada cômodo, obtidos em estudos de Silva et al. (2013) [3].

Tabela 4: Número de horas de operação de janelas em um dia. Fonte: Silva et al. (2013) [3].

Inverno			Verão		
Cozinha	Sala	Quarto	Cozinha	Sala	Quarto
7,7	5,6	8,4	13,8	6,5	11,6

**Temperatura do solo.** A temperatura do solo é um parâmetro muito importante para as simulações térmicas de edificações que apresentam somente o pavimento térreo. A influência da temperatura do solo deve ser considerada porque as trocas de calor entre o piso e o solo interferem diretamente nas temperaturas operativas dos cômodos da edificação.

Para considerar a influência do solo, foi realizada uma simulação preliminar, adotando os valores médios mensais de temperatura do solo, fornecidos pelo arquivo climático de referência da cidade em questão (TRY - *Test Reference Year*). Antes de passar para a segunda simulação, foi necessário calcular as temperaturas médias mensais internas (de Janeiro a Dezembro) da edificação. Na segunda simulação, foram inseridas as médias mensais da temperatura interna da edificação (obtidas através da primeira simulação) por meio do pré-processador *Slab*, integrado ao *EnergyPlus*.

É importante frisar que as temperaturas do solo obtidas desta maneira valem somente para a edificação em questão, pois sofrem influência das temperaturas internas da residência (e vice-versa).

#### **Variações no Modelo de Referência.**

**Elementos construtivos do envelope.** Os tipos de parede utilizados no estudo foram: parede simples leve, parede simples média, parede simples pesada e parede dupla. A parede simples leve pode ser dividida em três camadas: reboco, tijolo e reboco. Os tijolos são de oito furos circulares (10 x 20 x 20 cm), assentados na menor dimensão. A camada de emboço, tanto externo quanto interno, é composta por argamassa de 2,5 cm de espessura. A espessura total da parede leve é 15 cm.

A parede simples média só difere, em relação à parede simples leve, no assentamento dos tijolos de oito furos circulares, que é executado no sentido da maior dimensão, totalizando uma espessura de parede de 25 cm.

A parede simples pesada é composta por duas camadas de argamassa e uma camada de tijolos maciços (10 x 6 x 22 cm), assentados na maior dimensão. As duas camadas de argamassa possuem 2,5 cm de espessura. A espessura total da parede pesada é 27 cm. Por apresentar as características acima, a parede simples pesada apresenta uma maior inércia térmica e uma menor transmitância, em relação à parede simples leve.

A parede dupla, por sua vez, é composta por três camadas de argamassa intercaladas com duas camadas de tijolos. O tijolo é de cerâmica (10 x 15 x 20 cm), com seis furos circulares, assentado na menor dimensão. A espessura da argamassa de emboço é 2,5 cm e a espessura da camada de argamassa entre tijolos é 1 cm. A espessura total da parede dupla é 26 cm. As propriedades térmicas (transmitância, capacidade e atraso térmico), das paredes citadas acima, encontram-se na Tabela 5. A absorvância solar adotada para todas as paredes foi de 0,4.

Foram analisados oito tipos de coberturas, conforme demonstrado na Tabela 6. A espessura da madeira utilizada nos casos com forro é 1 cm. A espessura da laje de concreto dos últimos casos é 20 cm. A espessura da telha de barro utilizada é 1 cm e a espessura da telha de fibro-cimento é 0,7 cm. Foi adotado o valor de 0,6 para a absorvância solar de todas as coberturas, tanto para os casos com telha cerâmica, quanto para os casos com telha de fibro-cimento.

Tabela 5: Propriedades térmicas das paredes analisadas. Fonte: NBR15220 (ABNT, 2005) [8].

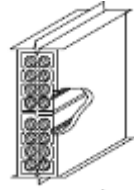
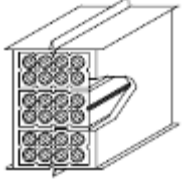
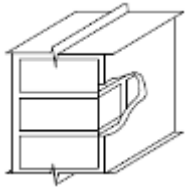
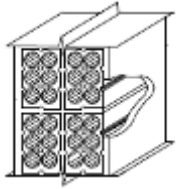
Tipo de parede	Croqui	Transmitância térmica [W/m <sup>2</sup> .K]	Capacidade térmica [kJ/m <sup>2</sup> .K]	Atraso térmico [horas]
Parede Leve		2,24	167	3,7
Parede Média		1,61	232	5,9
Parede Pesada		2,25	445	6,8
Parede Dupla		1,52	248	6,5

Tabela 6: Propriedades térmicas das coberturas analisadas. Fonte: NBR15220 (ABNT, 2005) [8].

Tipo de cobertura	Transmitância térmica [W/m <sup>2</sup> .K]	Capacidade térmica [kJ/m <sup>2</sup> .K]	Atraso térmico [horas]
Telha de barro sem forro	4,55	18	0,3
Telha de fibro-cimento sem forro	4,60	11	0,2
Telha de barro com forro	2,00	32	1,3
Telha de fibro-cimento com forro	2,00	25	1,3
Telha de barro com laje de concreto	1,84	458	8,0
Telha de fibro-cimento com laje de concreto	1,99	451	7,9
Telha de barro, lâmina de alumínio e laje de concreto	1,06	458	11,8
Telha de fibro-cimento, lâmina de alumínio e laje de concreto	1,06	451	11,8

As janelas não variaram nos modelos, ou seja, foram analisadas sempre com o mesmo vidro e conseqüentemente, com as mesmas propriedades térmicas. Foi adotado o vidro transparente simples (com 3 mm de espessura) para as janelas de todos os modelos.

**Simulações com diferentes envelopes.** Os elementos construtivos da edificação modelo foram analisados de acordo com oito situações diferentes (quatro tipos de paredes e oito tipos de coberturas). Procurou-se agrupar os materiais com características térmicas similares, objetivando simular oito envelopes diferentes, em três grupos: Envelopes Leves, Envelopes Pesados e Envelopes Isolantes. A Tabela 7 lista os casos simulados, especificando o tipo de parede e de cobertura para cada envelope.

**Arquivos climáticos.** Os arquivos climáticos utilizados nas análises de desempenho térmico, tanto de Florianópolis quanto das outras cidades escolhidas, são baseados nos respectivos anos climáticos de referência (TRY - *Test Reference Year*).

**Materiais sustentáveis.** As edificações possuem um impacto ambiental, tanto na etapa de construção, quanto na produção dos materiais. A produção de materiais, seu transporte e uso, implicam em liberação de gases poluentes e CO<sub>2</sub>. Conseqüentemente, a escolha dos materiais constituintes é importante para a sustentabilidade da edificação. Para avaliar os materiais utilizados na construção do envelope da edificação, foram analisadas as paredes, a cobertura e as aberturas

(janelas e portas). Neste trabalho, os materiais foram avaliados de acordo com a disponibilidade na região e benefício referente ao desempenho térmico obtido.

Tabela 7: Combinações de paredes e coberturas.

Envelope	Tipo de parede	Tipo de cobertura
Leve1	Parede Leve	Telha de barro sem forro
Leve2	Parede Leve	Telha de fibro-cimento sem forro
Leve3	Parede Média	Telha de barro com forro
Leve4	Parede Média	Telha de fibro-cimento com forro
Pesado1	Parede Pesada	Telha de barro com laje de concreto
Pesado2	Parede Pesada	Telha de fibro-cimento com laje de concreto
Isolante1	Parede Dupla	Telha de barro, lâmina de alumínio e laje de concreto
Isolante2	Parede Dupla	Telha de fibro-cimento, lâmina de alumínio e laje de concreto

**Tratamento dos dados de saída.** O desempenho térmico da edificação foi analisado através dos graus-hora de resfriamento (GHR) e graus-hora de aquecimento (Gha). Os graus-hora consistem em um somatório anual de temperaturas operativas horárias que ultrapassaram a temperatura base definida, tanto para aquecimento quanto para resfriamento. A temperatura base de resfriamento foi definida em 26°C, seguindo orientação do Regulamento Técnico da Qualidade para o Nível de Eficiência Energética de Edificações Residenciais (INMETRO, 2012) [9]. Apesar de não constar indicação no RTQ-R, a temperatura de base de aquecimento foi adotada como sendo 18°C. Quanto menor o somatório de graus-hora, de aquecimento e resfriamento, melhor é o desempenho térmico da edificação. Através da comparação dos graus-hora de cada caso, pode-se estabelecer qual modelo de edificação é mais adequado às condições climáticas de cada cidade.

Os padrões de ocupação, o uso de equipamentos, as dimensões (área, volumetria e geometria) da edificação foram mantidos para todas as cidades. As propriedades térmicas do envelope, através da modificação dos elementos construtivos, também foram alteradas igualmente para cada cidade. Para as oito localizações, foram realizadas correlações entre a transmitância térmica ponderada do envelope e o somatório de graus-hora obtido (tanto de resfriamento quanto de aquecimento). O mesmo procedimento foi realizado para correlacionar a capacidade térmica ponderada do envelope ao somatório de graus-hora obtido em cada caso. Estas correlações têm como objetivo verificar a influência que o primeiro parâmetro exerce sobre o último. Para calcular a transmitância térmica e a capacidade térmica ponderada (pela área) do envelope, foram consideradas as áreas de paredes, de janelas e de cobertura presentes na Tabela 8.

Tabela 8: Áreas de parede, janela, cobertura e total da envoltória.

Área [m <sup>2</sup> ]			
Parede	Cobertura	Janela	Total
78,67	52,81	6,66	138,14

## Resultados

**Transmitâncias térmicas obtidas.** Os valores das transmitâncias térmicas, calculados pelo *EnergyPlus*, foram utilizados para obter as transmitâncias ponderadas do envelope da edificação (Tabela 9). Por fim, calcularam-se as transmitâncias ponderadas do envelope da edificação através de médias ponderadas (através das respectivas áreas) entre as transmitâncias de paredes, janelas e cobertura.

**Capacidades térmicas obtidas.** A capacidade térmica ponderada do envelope variou entre 100 e 429 kJ/m<sup>2</sup>.K, caracterizando os envelopes mais leves e os envelopes mais pesados, respectivamente. A Tabela 10 apresenta as capacidades térmicas, ponderadas por área, de cada envelope.

**Graus-hora.** Os somatórios de graus-hora foram agrupados em uma tabela. É importante lembrar que as absorptâncias solares de paredes e coberturas foram 0,4 e 0,6 para todos os casos simulados. Para cada cidade analisada, obteve-se resultados distintos numericamente, devido às diferenças climáticas entre as regiões analisadas. As Tabelas 11 e 12 apresentam os graus-hora de

resfriamento e aquecimento, respectivamente, obtidos para cada envelope, em cada cidade analisada.

Tabela 9: Transmitâncias térmicas de paredes, coberturas, janelas e da edificação.

Envelope	Transmitância térmica [W/m <sup>2</sup> .K]			
	Parede	Janela	Cobertura	Total ponderada (por área)
Leve 1	2,34	5,89	5,05	3,55
Leve 2	2,34	5,89	5,11	3,57
Leve 3	1,60	5,89	2,11	2,00
Leve 4	1,60	5,89	2,12	2,01
Pesado 1	2,28	5,89	1,92	2,32
Pesado 2	2,28	5,89	1,92	2,32
Isolante 1	1,47	5,89	1,08	1,53
Isolante 2	1,47	5,89	1,09	1,54

Tabela 10: Capacidades térmicas de paredes, coberturas, janelas e da edificação.

Envelope	Capacidade térmica [kJ/m <sup>2</sup> .K]			
	Parede	Janela	Cobertura	Total ponderada (por área)
Leve 1	167,0	6,3	18,0	102,3
Leve 2	167,0	6,3	11,0	99,6
Leve 3	232,0	6,3	32,0	144,7
Leve 4	232,0	6,3	25,0	142,0
Pesado 1	445,0	6,3	458,0	428,8
Pesado 2	445,0	6,3	451,0	426,1
Isolante 1	248,0	6,3	458,0	316,6
Isolante 2	248,0	6,3	451,0	314,0

Tabela 11: Quantidade de graus-hora de resfriamento para as cidades analisadas.

Envelope	Graus-horas de resfriamento [°Ch]							
	Curitiba	Santa Maria	Florianópolis	Brasília	Niterói	Campo Grande	Palmas	Fortaleza
Leve 1	2070	5976	6705	8372	4265	12236	26626	30829
Leve 2	2096	6014	6784	8410	4329	12328	26690	30871
Leve 3	453	3218	3895	3036	2075	7802	24132	28439
Leve 4	452	3213	3906	3094	2086	7836	24161	28372
Pesado 1	27	2316	3671	1773	1907	1907	23523	31553
Pesado 2	28	2320	3695	1516	1913	1913	23552	31560
Isolante 1	2	1782	2983	605	1492	1492	23315	29369
Isolante 2	2	1783	2997	604	1495	1495	23317	29366

Tabela 12: Quantidade de graus-hora de aquecimento para as cidades analisadas.

Envelope	Graus-horas de aquecimento [°Ch]							
	Curitiba	Santa Maria	Florianópolis	Brasília	Niterói	Campo Grande	Palmas	Fortaleza
Leve 1	-8513	-8827	-1408	-293	-80	-238	0	0
Leve 2	-8556	-8879	-1418	-305	-82	-242	0	0
Leve 3	-4679	-5395	-236	-18	-2	-5	0	0
Leve 4	-4686	-5423	-235	-1	-2	-5	0	0
Pesado 1	-3393	-4616	-58	0	0	0	0	0
Pesado 2	-3402	-4634	-58	0	0	0	0	0
Isolante 1	-2276	-3095	-4	0	0	0	0	0
Isolante 2	-2281	-3108	-4	0	0	0	0	0

Pode-se concluir que a divergência, obtida nos graus-hora de cada envelope e cidade, é reflexo das diferenças construtivas dos envelopes e das diferenças climáticas entre as cidades nas quais se encontraram as edificações. Este resultado reforça o conceito da influência direta dos elementos construtivos do envelope sobre o desempenho térmico das edificações, especialmente em climas com maiores amplitudes térmicas.

### Correlações.

**Transmitância térmica e graus-hora.** A Figura 2 apresenta os resultados das correlações entre transmitância térmica e graus-hora. Quanto maior o valor do R<sup>2</sup>, maior é a correlação entre estas duas variáveis. Os oito envelopes estão representados por oito marcadores, apesar de parecerem

quatro devido à sobreposição dos resultados muito similares (devido aos pares de envelopes que se diferenciam somente pelo tipo de cobertura).

Ponderando os resultados das correlações entre as oito cidades, verificou-se que a transmitância térmica teve forte influência sobre os graus-hora, aproximadamente 83%. As edificações em Fortaleza foram exceção e praticamente não tiveram seu desempenho térmico afetado pela transmitância térmica, provavelmente devido às altas e constantes temperaturas típicas da região.

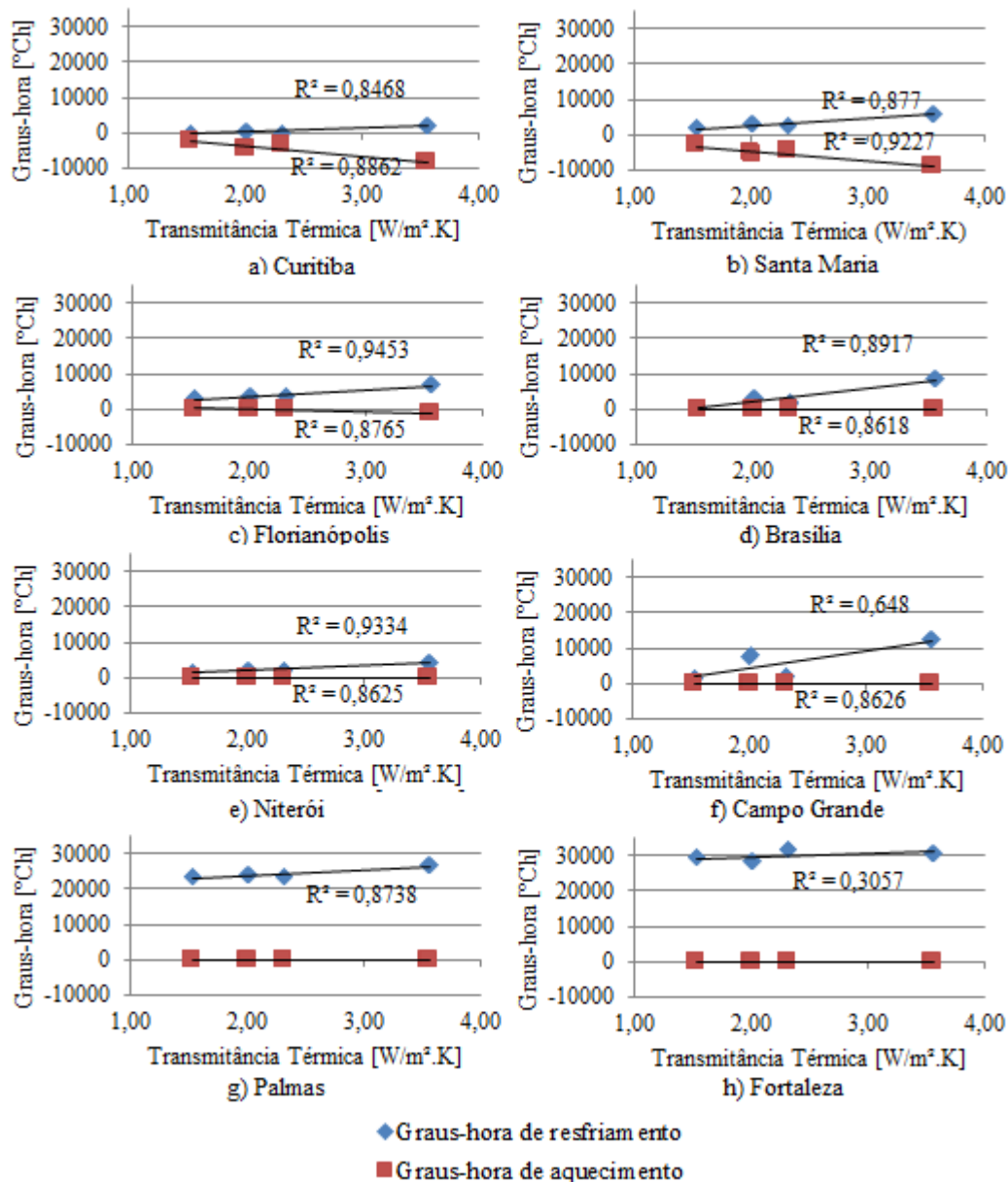


Figura 2: Correlações entre transmitância térmica ponderada do envelope e graus-hora.

**Capacidade térmica e graus-hora.** Realizaram-se também correlações entre as capacidades térmicas ponderadas dos oito envelopes simulados e os respectivos graus-hora resultantes (Figura 3). Assim como nas correlações anteriores, os oito envelopes estão representados por oito marcadores, apesar de parecerem quatro devido à sobreposição dos resultados muito similares. Ponderando os resultados das correlações entre as oito cidades, verificou-se que a capacidade térmica teve uma influência de quase 52% sobre os graus-hora obtidos. Novamente, as edificações em Fortaleza foram exceção e praticamente não tiveram seu desempenho térmico afetado pela capacidade térmica.



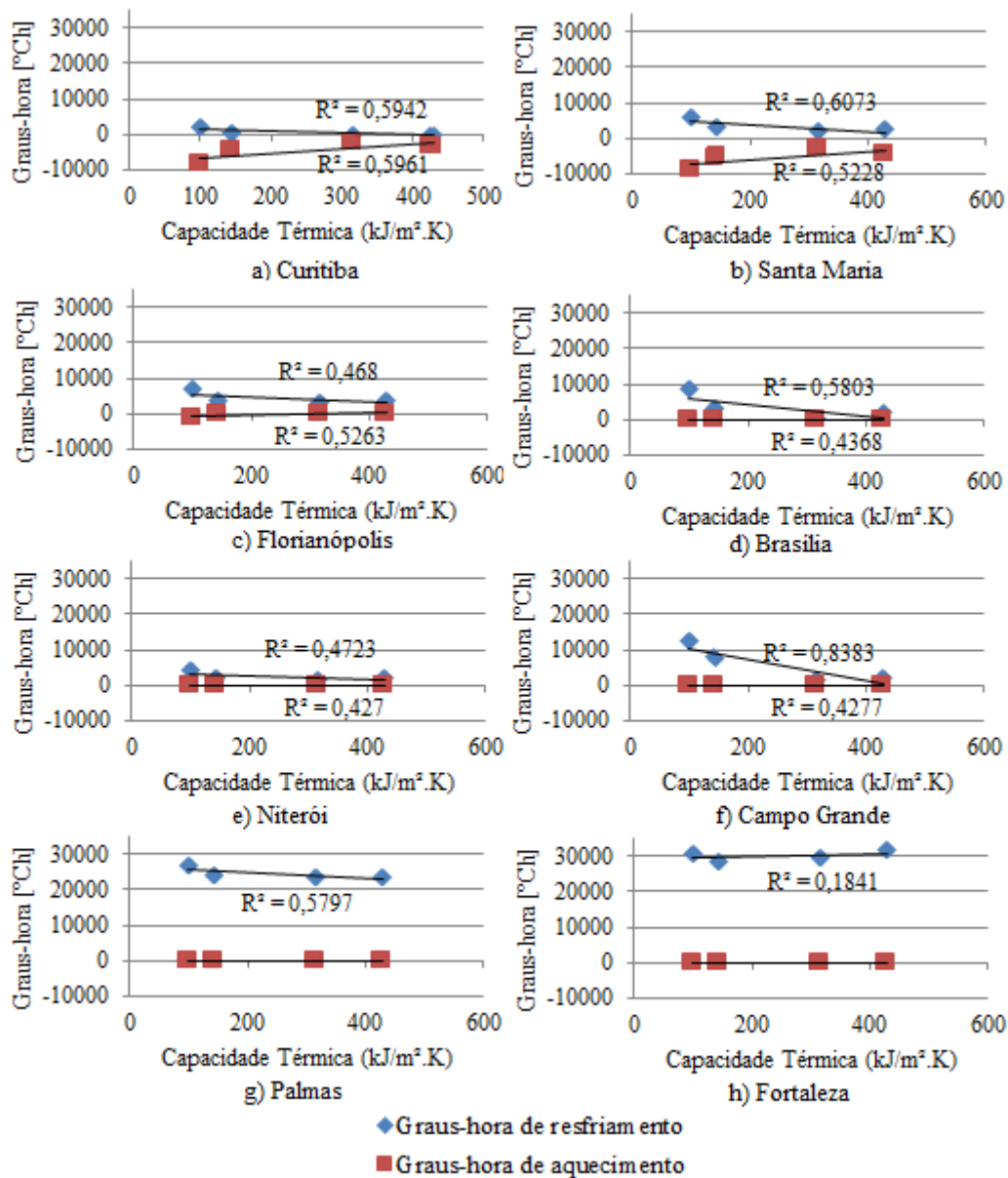


Figura 3: Correlações entre capacidade térmica ponderada do envelope e graus-hora.

**Materiais sustentáveis.** A composição dos tipos de paredes testados neste trabalho resulta em: tijolos (vazados e maciços) formados por cerâmica; e argamassa formada por cimento, areia e água. Os oito tipos de cobertura, por sua vez, englobaram os seguintes materiais: telhas constituídas por cerâmica ou fibro-cimento; forro de madeira; lâmina de alumínio; laje de concreto formada por cimento, aço, brita, areia e água. As portas e janelas exigiram a utilização de madeira, ligas metálicas (alumínio) e vidro.

A cerâmica é produzida através do cozimento de argila a altas temperaturas. A argila é abundante no Brasil, porém, o processo de queima envolve consumo de energia e emissão de CO<sub>2</sub>. Os tijolos e telhas de cerâmica, quando em bom estado, podem ser reutilizados.

A madeira é uma matéria-prima maleável e abundante, além de ser renovável (florestas plantadas). O cimento é composto de clínquer e de adições. O clínquer é composto predominantemente por calcário, argila e minério de ferro (abundantemente encontrados em jazidas de diversas partes do planeta). A produção de cimento também consome combustível. A areia e a brita são matérias-primas abundantes no Brasil.

O fibro-cimento é composto por cimento, celulose vegetal e fibras de polipropileno (polímero reciclável). O alumínio e o aço são metais obtidos através de mineração, ambos são recicláveis, porém, os processos de extração e produção destes metais consomem muita energia. O vidro é

basicamente composto por areia (sílica) e outros componentes químicos. O processo de fabricação do vidro também é um grande consumidor de energia.

## Conclusões

Através das correlações entre os parâmetros citados, verificou-se que a transmitância térmica teve forte influência (aproximadamente 83%) nos somatórios de graus-hora, obedecendo à seguinte tendência: quanto menor a transmitância térmica, menor o somatório de graus-hora e consequentemente, melhor o desempenho térmico.

Os resultados também indicaram que a capacidade térmica ponderada do envelope teve uma influência média (quase 52%) sobre os graus-hora. Seguindo a mesma tendência: quanto menor a capacidade térmica, menor o somatório de graus-hora e melhor o desempenho térmico.

Pode-se concluir que os elementos construtivos do envelope exerceram forte influência sobre o desempenho térmico de edificações unifamiliares em todas as zonas bioclimáticas brasileiras, com exceção da zona bioclimática 8 representada por Fortaleza.

A alta disponibilidade de matéria-prima (argila, areia e madeira), aliada a pouca proporção de aço e vidro contribui para uma maior sustentabilidade nas edificações propostas neste trabalho.

## Referências

- [1] ANEEL. Agência Nacional de Energia Elétrica. Energia. Disponível em: <<http://www.aneel.gov.br/>>. Acesso em novembro de 2013.
- [2] SCHAEFER, A. ; ALMEIDA, L. S. S. ; GHISI, E. ; FREITAS, M.N. ; DUARTE, E. Determinação de modelos de habitação de interesse social da grande Florianópolis para uso em simulação computacional. IV Workshop - Rede de Pesquisa: Uso racional de água e eficiência energética em habitações de interesse social, v. 1. p. 1-12, Aracaju (2012).
- [3] SILVA, A. S. ; GHISI, E. ; LUIZ, F. . Rotinas de ocupação, operação de aberturas e uso de equipamentos em habitações de interesse social da grande Florianópolis. IV Workshop - Rede de Pesquisa: Uso racional de água e eficiência energética em habitações de interesse social, v. 1. p. 1-18, Aracaju (2012).
- [4] ENERGYPLUS. United States Department of Energy. Disponível em: <<http://apps1.eere.energy.gov/buildings/energyplus/>>. Acesso em: setembro de 2013.
- [5] SKETCHUP. Trimble. Disponível em: <<http://www.sketchup.com/download>> Acesso em: setembro de 2013.
- [6] GHISI, E.; GOSCH, S.; LAMBERTS, R. Electricity end-uses in the residential sector of Brazil. Energy Policy, v. 35, p. 4107-4120, (2007).
- [7] INPUT OUTPUT REFERENCE. United States Department of Energy. Disponível em: <<http://apps1.eere.energy.gov/buildings/energyplus/>> (juntamente com o download do programa). Acesso em: setembro de 2012.
- [8] ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15.220: Desempenho Térmico para Edificações. Rio de Janeiro (2005).
- [9] INMETRO. Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia Regulamento Técnico da Qualidade para o Nível de Eficiência Energética de Edificações Residenciais (2012).



## Avaliação do fluxo de calor em painéis aglomerados de bagaço de cana visando o conforto térmico de edificações

CARVALHO Sylvia Thais Martins<sup>1, a</sup>, CÉSAR Antônia Amanda da Silva<sup>1, b</sup>,  
MENDES Lourival Marin<sup>1, c</sup> e TADAYUKI Yanagi Junior<sup>2, d</sup>

<sup>1</sup>Departamento de Ciências Florestais (DCF), Unidade Experimental de Painéis de Madeira (UEPAM), Campus Universitário, caixa postal 3037, CEP 37200-000, Lavras, Minas Gerais, Brasil.

<sup>2</sup> Departamento de Engenharia (DEG), Laboratório de Construções e Ambiente, Campus Universitário, caixa postal 3037, CEP 37200-000, Lavras, Minas Gerais, Brasil.

<sup>a</sup>sylviatmc@ig.com.br, <sup>b</sup>amanda\_ufla@hotmail.com, <sup>c</sup>lourival@dcf.ufla.br, <sup>d</sup>yanagi@deg.ufla.br

**Palavras-chave:** Conforto térmico, fluxo de calor, convecção livre, resíduo agrícola, painel aglomerado.

**Resumo.** O bagaço de cana-de-açúcar é o resíduo agrícola mais abundante produzido no Brasil. Problemas ambientais advindos da destinação do resíduo devem ser considerados para a preservação do meio ambiente e a desoneração dos custos de utilização da madeira com a possível substituição pelo bagaço. A substituição de madeiras por bagaço de cana minimiza impactos ambientais e contribui para a geração de um novo produto que pode melhorar o condicionamento térmico de edificações. Este trabalho foi realizado com o objetivo de determinar o fluxo de transferência de calor por convecção livre para os painéis aglomerados de bagaço de cana provenientes da China e compará-los com painéis aglomerados de eucalipto. Foram confeccionados e revestidos internamente três módulos de painéis das espécies estudadas. Realizaram-se cinco repetições por espécie. Uma fonte de calor foi gerada dentro dos módulos e as temperaturas medidas com termopares conectados a um coletor de dados. O tempo de ensaio foi de 180 minutos com intervalo de gravação por minuto. Determinaram-se densidade aparente, umidade, temperatura acumulada, taxa de transferência de calor e fluxo de transferência de calor dos painéis. Os resultados mostraram diferença no comportamento dos painéis em função do aumento da temperatura. O fluxo de transferência de calor, durante o período de aquecimento dos painéis, foi menor para o painel de bagaço de cana de açúcar e o acúmulo de calor promovido por este painel é maior que o do eucalipto. Sendo assim esse produto pode ser indicado para usos como forros, entre paredes duplas, divisórias entre outros.

### Introdução

As propriedades térmicas de materiais que compõem as edificações devem proporcionar conforto para os ambientes. O estudo sobre elementos construtivos que podem promover esse conforto térmico reflete diretamente sobre a qualidade de vida e saúde das pessoas. As pesquisas sobre desempenho térmico de edificações direcionadas a estruturas de subcoberturas [10,16,19] comprovam isso.

A tecnologia *dry wall*, que utiliza painéis estruturados para dividir ambientes, tem sido incorporada pelas grandes construtoras para diminuir seus custos e prazos de entrega de unidades habitacionais. Entretanto, estes elementos estão geralmente destituídos de tratamentos para minimizar o desconforto térmico que causam em um país como o Brasil, com climas tão diferentes e grandes oscilações de amplitude térmica. Em um estudo sobre avaliação do conforto térmico de pisos cerâmicos [11], o autor ressalta a importância de se diminuir o desconforto no contato com pisos frios.

A criação de componentes construtivos eficientes e ecológicos, que utilizam materiais alternativos como o bagaço de cana deve ser considerada, uma vez que o Brasil é o maior produtor mundial de cana-de-açúcar e domina toda a tecnologia de produção com uma cadeia produtiva bem organizada [17]. Na safra 2010/2011 a produção de cana foi de 570 milhões de toneladas [8]. Cada tonelada de cana produz, em média, 259 kg de bagaço [3]. Apesar disso, o Brasil ainda não utiliza o bagaço de cana para produzir painéis aglomerados em escala industrial. Países como a China e Estados Unidos produzem e comercializam o painel de bagaço de cana-de-açúcar desde 2001 [20]. Na Índia isto ocorre desde 1950 [15].

O painel aglomerado, que hoje no Brasil se destina basicamente ao mercado moveleiro [1], pode ser adequado a novas funções de conforto, se considerarmos o bagaço de cana como matéria prima do painel. Devido às suas propriedades de baixa densidade e condutividade térmica [6], caracteriza-se como material isolante, podendo ser utilizado entre paredes duplas, como preenchimento de pisos elevados, divisórias e subcoberturas, com a função de promover a inércia térmica em ambientes que dela necessitem. Os mecanismos de aquecimento e resfriamento passivos promovidos pelos materiais de uma edificação podem ter tanto a capacidade isolante como de acumulação térmica. Essa capacidade térmica pode ser entendida como a resposta ou reação destes materiais à aplicação do calor.

O objetivo deste trabalho foi determinar o fluxo de transferência de calor de painéis aglomerados de bagaço de cana e compará-los com similares da espécie *Eucalyptus* sp. visando sua aplicação para a melhoria do condicionamento térmico dos mais diversos tipos de ambiente.

## Material e Métodos

Foram utilizados neste trabalho painéis aglomerados de *Eucalyptus* sp., comercializados no Brasil e painéis de bagaço de cana-de-açúcar, comercializados na China. Esses painéis tiveram sua densidade aparente e umidade determinadas. A figura 1 ilustra a sequência de montagem do experimento. Foram confeccionados três módulos cúbicos (Figura 1 A) com os painéis de cada espécie, nas dimensões de 600 mm de aresta e 15 mm de espessura. Estes módulos foram revestidos internamente com isopor de 15 mm de espessura e manta aluminizada refletora (constituída de cinco camadas e reflexão aproximada de 90%), como mostra a Figura 1 B. Apenas as tampas não foram revestidas para receberem sensores de temperatura. Um dispositivo, contendo duas lâmpadas de 25 W de potência, foi posicionado na parte central interna do módulo (Figuras 1 C e 1 D), para gerar a fonte de calor dentro dele. Foram instalados sensores de contato tipo K (em detalhe na Figura 1 I) nas faces interna (Figura 1 C) e externa (Figura 1 E) das tampas, obedecendo o mesmo posicionamento, sendo 2 sensores na parte superior, 1 no centro do painel e 2 na parte inferior. Foram também posicionados sensores de ambiente tipo K dentro (entre as lâmpadas, figura 1C) e fora (Figura 1 F) do módulo. Estes sensores foram conectados a um “data logger” (da marca Yokogawa) que recebeu os sinais enviados, converteu e registrou as temperaturas, por minuto, em °C. O tempo de ensaio, 180 minutos, foi determinado para a estabilização da temperatura em até 50 °C. Foi utilizado um termo anemômetro de fio quente (da marca Extech Instruments) para registrar a mudança de velocidade do ar próximo ao painel durante o ensaio, como mostra a Figura 1 F. As tampas dos módulos foram fotografadas com câmera termográfica (da marca Fluke) para registrar a distribuição da temperatura na superfície dos painéis (Figuras 1 G e 1H).

Foi utilizado o método da convecção livre do fluido (ar) confinado ao sistema (volume de controle) constituído por um módulo sujeito ao gradiente de temperatura gerado em seu interior. O objetivo foi determinar o fluxo de calor "q" (W/m<sup>2</sup>) que atravessa o painel a partir da taxa de transferência de calor q (W) da superfície plana constituída pelas tampas dos painéis. A modelagem utilizada [2,5,7 12,13,14] se baseou na convecção livre, em que as equações que descrevem a transferência de calor se originam nos princípios de conservação de energia e forças de empuxo mantêm o escoamento. A equação que determina a taxa de transferência de calor, q (W), é mostrada a seguir (Eq. 1):

$$q = \rho \cdot c_p \cdot V \cdot \frac{\Delta T}{\Delta t} + \frac{T_{int} - T_{ext}}{\frac{e}{k \cdot A} + \frac{1}{h \cdot A}} \quad (1)$$

em que:

q: taxa de transferência de calor (W);

$\rho$ : densidade do ar ( $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ );

$c_p$ : calor específico do ar ( $\text{kJ} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{°C}^{-1}$ );

V: volume de controle ( $\text{m}^3$ );

$\Delta T$ : variação da temperatura ( $\text{°C}$ );

$\Delta t$ : variação do tempo (s);

$T_{int}$ : temperatura interna média ( $\text{°C}$ );

$T_{ext}$ : temperatura externa média ( $\text{°C}$ );

e: espessura do painel, igual a 0,015m;

k: condutividade térmica do painel ( $\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{°K}^{-1}$ );

A: área de transferência de calor da placa ( $\text{m}^2$ );

h: coeficiente de transferência de calor por convecção ( $\text{W} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{°K}^{-1}$ ).

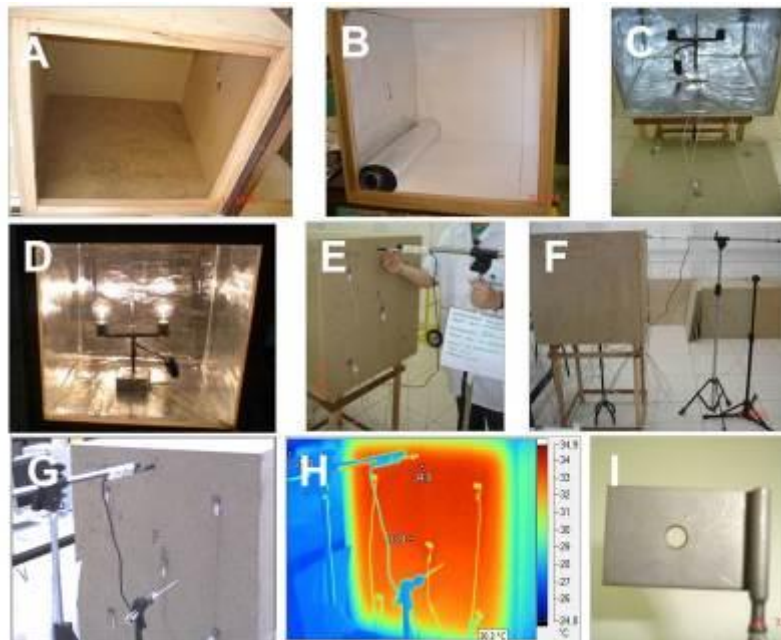


Figura 1: Etapas da montagem do experimento, em que: (A) módulo pronto; (B) revestimento interno com isopor e manta aluminizada; (C) dispositivo contendo a fonte geradora de calor desligado e fixação dos sensores na face interna da tampa; (D) dispositivo contendo a fonte geradora de calor ligado; (E) posicionamento dos sensores na face externa e do termoanemômetro de fio quente; (F) montagem final do experimento; (G e H) foto termográfica com alarme de cor desativado e ativado, respectivamente; (I) detalhe do sensor de contato tipo k com a placa de fixação.

O valor de condutividade térmica  $k$  ( $\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{°K}^{-1}$ ) do painel de eucalipto foi obtido por meio da norma [4]; a condutividade térmica do painel de bagaço de cana foi determinada por meio de ensaio realizado no Laboratório de Meios Porosos e Propriedades Termofísicas do Departamento de Engenharia Mecânica da Universidade Federal de Santa Catarina, segundo a norma ASTM C177-10 (2004) [5].

## Resultados e Discussão

**Caracterização Física.** A tabela 1 apresenta as médias de densidade aparente e umidade dos painéis com seus respectivos parâmetros estatísticos para as duas espécies estudadas.

Tabela 33: Valores médios de densidade aparente e umidade dos painéis.

Espécies	Densidade (g.cm <sup>-3</sup> )			Umidade (%)		
	Média	CV %	Desvio padrão	Média	CV %	Desvio padrão
Eucalipto	0,636	1,190	0,007	9,69	0,783	0,075
Bagaço de Cana	0,543	1,127	0,006	8,08	1,107	0,080

Os painéis de bagaço de cana apresentaram menor densidade aparente e umidade que a outra espécie. Estas diferenças entre os painéis já eram esperadas, pois além das características específicas dos materiais, cada tipo de painel foi produzido por uma empresa distinta e as variáveis de processamento do painel, diferentes neste caso, influenciam diretamente suas propriedades.

**Caracterização Térmica.** Na Figura 2, o gráfico ilustra o comportamento da temperatura, aferida pelos sensores internos, em função do tempo de ensaio para os painéis das duas espécies estudadas.

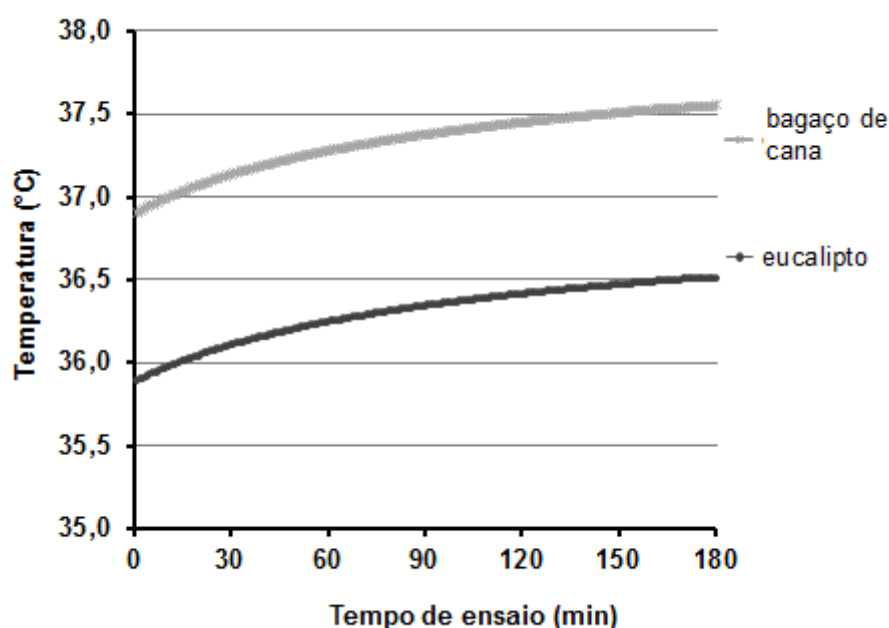


Figura 2: Comportamento da temperatura média ao longo de todo o tempo de ensaio para os dois tipos de painel.

O gráfico mostra a média das temperaturas registradas pelos sensores internos. A temperatura dentro do módulo de bagaço de cana se manteve mais elevada durante todo o ensaio, em relação à outra espécie. A variação entre as temperaturas médias internas dos módulos apresentaram tendência similar entre si, porém os valores observados para o módulo de bagaço de cana foram visivelmente superiores ao de eucalipto. Este comportamento condiz com sua característica de baixa condutividade térmica [6] oferecendo resistência à passagem do calor.

Nas figuras 3 e 4, podemos verificar as temperaturas registradas pelos sensores internos e externos durante os últimos 30 minutos de ensaio para as duas espécies.

Analisando os gráficos das figuras 3 e 4, observamos que os sensores internos registraram temperaturas próximas a 40 °C para o painel de eucalipto e de 44 °C para o painel de bagaço de cana, muito superiores aos externos que não atingiram 32 °C. Isto indica que os painéis retiveram parte deste calor. No caso do painel de bagaço de cana, cuja diferença atingiu 12 °C, podemos inferir que sua capacidade de retenção de calor o qualifica como bom material isolante para uso em forros. As Figuras 3 e 4 mostram ainda que, nos últimos 30 minutos de ensaio, a temperatura de estabilização da fonte geradora de calor dentro do módulo de bagaço de cana foi superior, ultrapassando 48°C, enquanto o de eucalipto ficou abaixo deste valor.

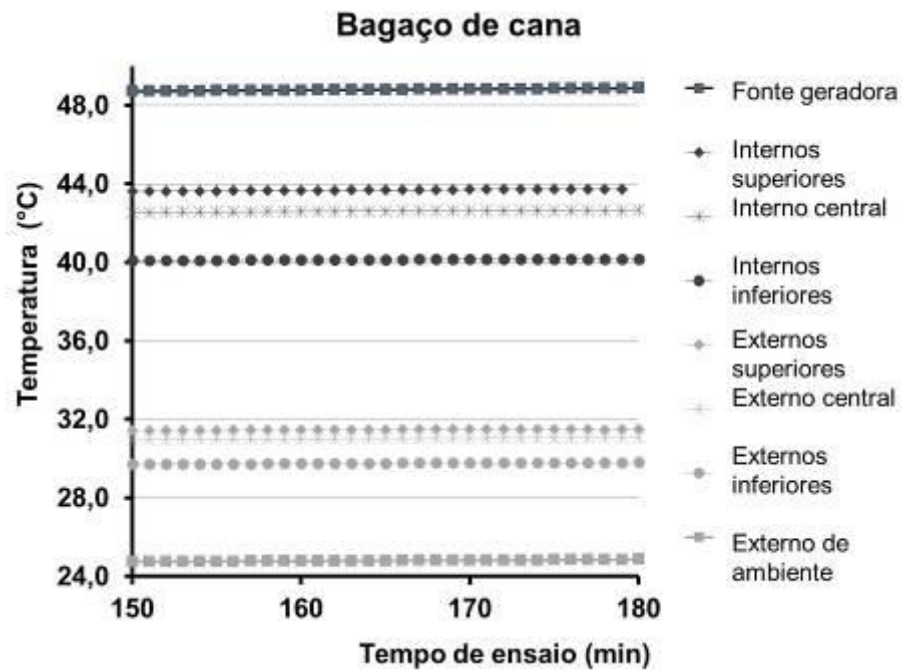


Figura 3: Temperaturas registradas pelos sensores nos 30 minutos finais de ensaio para o painel de bagaço de cana.

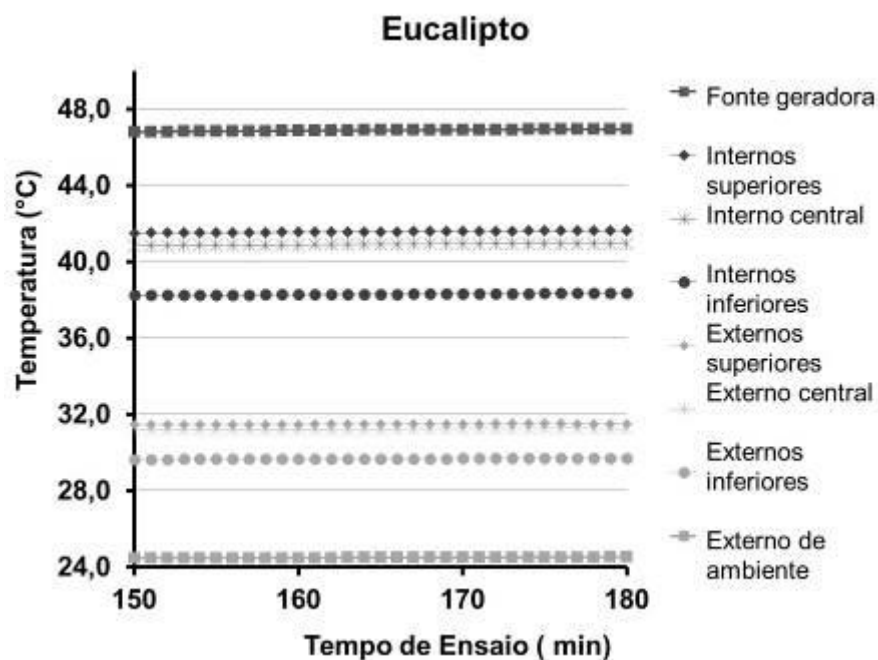


Figura 4: Temperaturas registradas pelos sensores nos 30 minutos finais de ensaio para o painel de eucalipto.

Em um trabalho sobre isolantes térmicos por reflexão [10], o autor destaca a importância destes elementos na eficiência energética de construções rurais e urbanas e apresenta resultados de aproximadamente 70% de atenuação entre coberturas que receberam e não receberam subcoberturas. A utilização de um forro como uma segunda barreira física, pode reduzir a transferência de calor para o interior da construção em até 62% para um abrigo com um simples forro de Eucatex de 6 mm [9]. Em um estudo sobre novos conceitos de materiais para galpões avícolas brasileiros [18], o autor sinaliza que para manter a competitividade da indústria avícola brasileira é necessário adotar novas concepções arquitetônicas associadas a condicionamentos térmicos mais eficientes e adequados às diferentes realidades climáticas e econômicas de cada região. Segundo o autor, o forro ideal deve ter tanto a capacidade de refletir o calor incidente quanto de isolar e retardar internamente seus efeitos. Para isso o uso de subcoberturas ou forros com materiais isolantes pode se constituir em ótima proteção contra a radiação solar. O painel de bagaço



de cana absorvendo o calor durante o dia pode à noite, com a temperatura externa mais baixa, dissipar este calor para o exterior antes mesmo de retransmiti-lo para o interior; neste caso, associado a um material isolante como mantas térmicas reflexivas para subcoberturas voltadas para o interior do ambiente, sua função pode ser potencializada. Já em locais com baixa inércia térmica, em climas frios, a utilidade deste tipo de painel se reveste do efeito contrário; manter dentro do ambiente o condicionamento existente, dificultando neste caso a saída do calor. O painel sendo utilizado não apenas como forro, mas também como revestimento entre paredes poderia minimizar as trocas térmicas entre a edificação e o exterior.

Embora a capacidade do módulo de bagaço de cana de acumular calor seja elevada e este valor superior ao de eucalipto, seu comportamento em relação ao fluxo de calor foi diferenciado durante o processo de ensaio. A Figura 5 mostra o comportamento das espécies em relação ao fluxo de calor durante todo o tempo de ensaio e as Figuras 6, 7 e 8, em cada período separadamente.

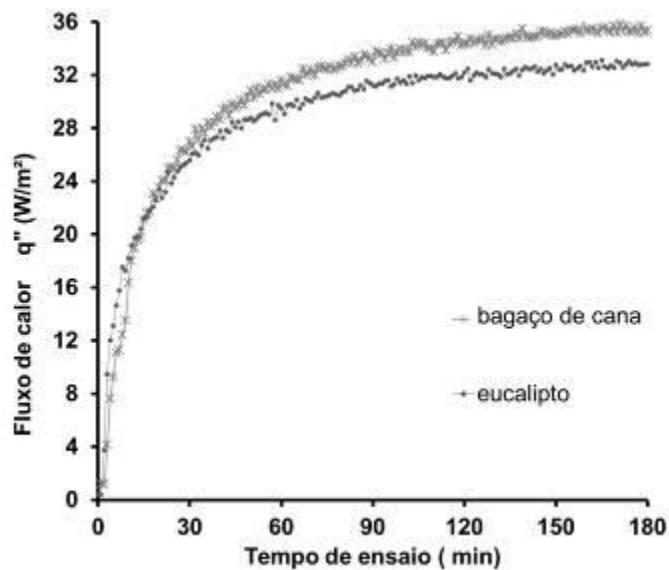


Figura 5: Comportamento do fluxo de calor  $q''$  (W) ao longo de todo o tempo de ensaio para os dois tipos de painel.

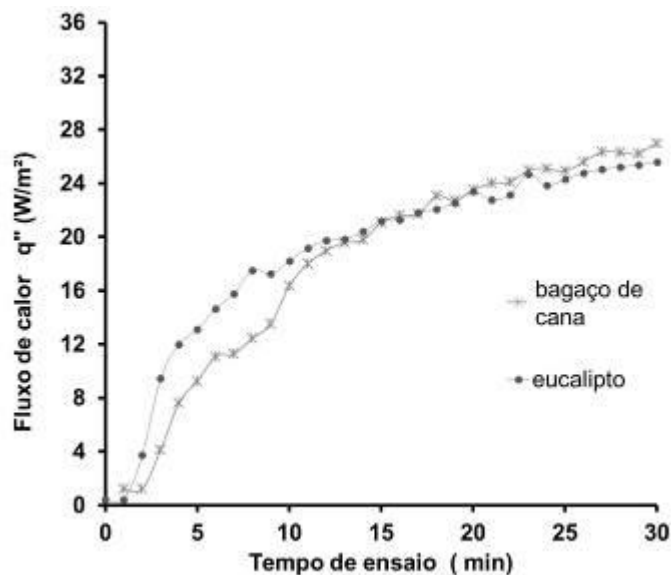


Figura 6: Comportamento do fluxo de calor  $q''$  (W) nos 30 minutos iniciais de ensaio.

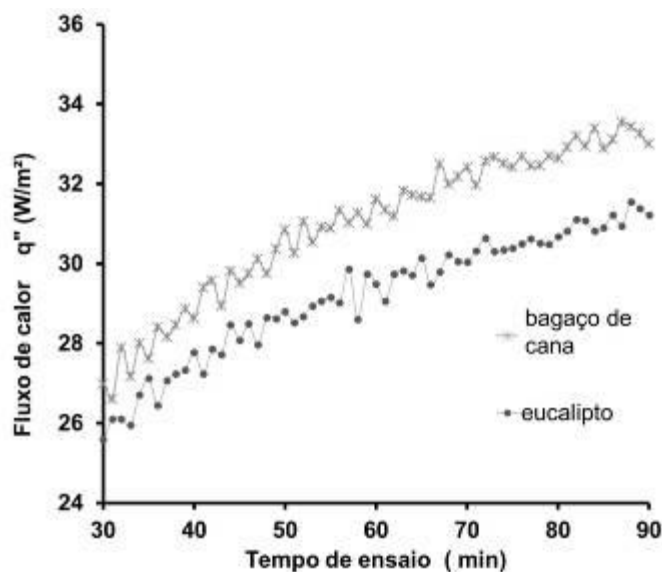


Figura 7: Comportamento do fluxo de calor  $q''$  (W) para o intervalo de 30 a 90 minutos de ensaio.

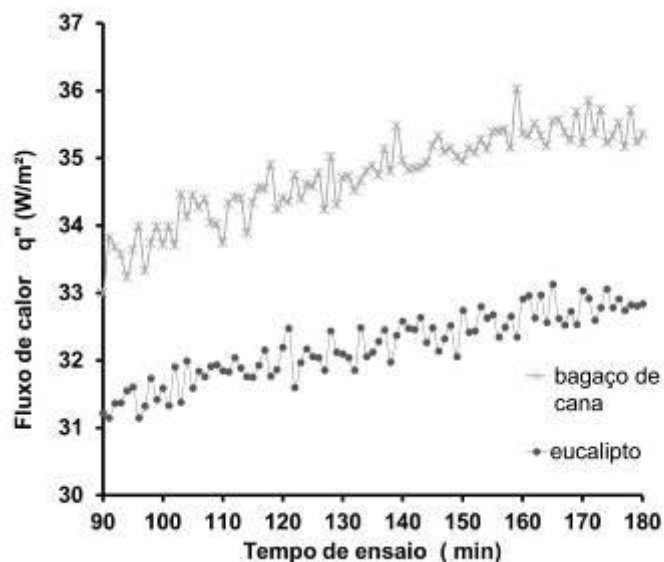


Figura 8: Comportamento do fluxo de calor  $q''$  (W) para o intervalo de 90 a 180 minutos de ensaio.

A Figura 5 mostra o comportamento do fluxo de calor nos painéis durante todo o ensaio. Na Figura 6, vemos que nos trinta primeiros minutos de ensaio o painel de bagaço de cana apresentou um fluxo menor que o outro. Foi observado que no instante 30 minutos a temperatura correspondeu a 42°C [6]. Ou seja, até essa temperatura, este painel apresentou comportamento isolante, retendo mais o calor do que dissipando-o através da tampa. Como a energia fornecida para os módulos das duas espécies foi a mesma, o módulo de bagaço de cana demorou mais tempo para ser aquecido, absorvendo então mais energia até atingir a temperatura de 42°C. A Figura 7 mostra que, a partir dos trinta minutos de ensaio, tal comportamento sofreu inversão, passando a níveis superiores de fluxo de calor em relação ao painel de eucalipto, até a estabilização que é visualizada na Figura 8. Isso demonstra que o painel de bagaço de cana possui um limite de temperatura para seu comportamento isolante. É importante salientar que, durante todo o ensaio até a estabilização da temperatura, no instante 180 minutos, não houve queda da quantidade de calor acumulada dentro do módulo de bagaço de cana, mesmo quando passou a ter um fluxo de transferência de calor maior.

## Conclusão

O painel de bagaço de cana apresentou comportamento térmico compatível com suas características de baixa densidade e condutividade térmica. Nos trinta primeiros minutos de ensaio, o painel de

bagaço de cana apresentou valores de fluxo de transferência de calor inferiores em relação ao painel de eucalipto, que possui densidade mais elevada. O painel de bagaço de cana apresentou comportamento isolante até temperatura de 42°C. Já, para temperaturas superiores a esta, o painel de bagaço de cana apresentou características de retenção do calor gerado dentro do módulo. Tais elementos o qualificam como um bom material para ser utilizado em forros, revestimentos e preenchimento entre paredes *dry-wall* proporcionando melhoria do conforto de ambientes com baixa e alta inércia térmica.

### **Agradecimentos**

Os autores são gratos à Universidade Federal de Lavras e ao Programa de Ciência e Tecnologia da Madeira pela oportunidade de desenvolver esta pesquisa; ao Laboratório de Usinagem e à Unidade Experimental de Paineis de Madeira; aos Laboratórios de Protótipos e de Construções e Ambiente do Departamento de Engenharia da UFLA e à FAPEMIG pelo apoio financeiro, Brasil.

### **Referências**

- [1] ABRAF - Associação Brasileira de Produtos de Florestas Plantadas. Anuário estatístico da ABRAF – ano base 2009. Brasília. (2010)
- [2] Albright L,D. *Environment control for animals and plants*. St. Joseph: Ed. ASAE. (1990)
- [3] Andreoli C. Convergência de agricultura e energia: produção de biomassa celulósica para biocombustíveis e eletricidade. Revista Economia e Energia, Belo Horizonte, ano 11, n. 66. (2008)
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15220-2: propriedades térmicas de materiais. Rio de Janeiro. (2002)
- [5] ASTM C177 – 10. Standard Test Method for Steady-State Heat Flux Measurements and Thermal Transmission Properties by Means of the Guarded-Hot-Plate Apparatus. American Society for Testing and Materials. 23 p. USA. (2004)
- [6] Carvalho S,T, M. Propriedades térmicas do painel aglomerado de bagaço de cana-de-açúcar (*Saccharum officinarum* L). 73p. Dissertação (Mestrado em Ciência e Tecnologia da Madeira) – Universidade Federal de Lavras. Lavras. (2012)
- [7] Carvalho S,T,M; Mendes L,M; César A, A, S; Yanagi Junior T. Thermal properties of Chipboard panels made of sugar cane bagasse (*Saccharum officinarum* L). Mat. Res. vol.16 no.5 São Carlos Sept./Oct. (2013)
- [8] CONAB – Companhia Nacional de Abastecimento. Acompanhamento da safra brasileira: cana-de-açúcar, safra 2011/2012, segundo levantamento 2010.
- [9] Costa E,C. Arquitetura ecológica, condicionamento térmico natural. 5:ed. São Paulo: Edgard Blúcher; p. 264. (1982)
- [10] Daré C,A,N; Targa L,A; ISA M,M. Avaliação de isolantes térmicos por reflexão, utilizados como subcoberturas. Engenharia Agrícola. Botucatu. Vol 20, n.2, p. 14-29. (2005)
- [11] Effing C. Guths S. Alarcon O,E. *Evaluation of the Termal Confort of Ceramic Floor Tiles*.

Materials Research. vol. 10, n.3, p. 301-307. (2007)

- [12] Fundamentos ASHRAE. Conforto Térmico . Atlanta. (1997)
- [13] Incropera F,P; De Witt D,P. Fundamentos de Transferência de Calor e Massa. 3 ed. Rio de Janeiro: Guanabara Koogan. (1992)
- [14] Irvine J, T, F; Liley P, E. *Steam and gas tables with computer equations*. Orlando: Academic, 185 p. (1984)
- [15] Pandey C, N; Sujatha, D. *Crop residues, the alternate raw materials of tomorrow for the preparation of composite board*. IPIRTI, Tumkur Road, Bangalore, n. 2273. (2011)
- [16] Santos M, P; Aguiar M, T, P. Painel de madeira como vedação vertical em construções. Cadernos de Arquitetura e Urbanismo. Belo Horizonte. vol. 14, n. 15. (2007)
- [17] Silva V, S; Garcia C, A; Silva C, M. O destino do bagaço de cana de açúcar: um estudo a partir das agroindústrias sucroalcooleiras do Paraná. *Revistas em Agronegócio e Meio Ambiente*. Curitiba. vol. 3, n. 1, p. 59-76. (2010)
- [18] Tinoco I, F, F. Avicultura Industrial: Novos conceitos de materiais, concepções e técnicas construtivas disponíveis para galpões avícolas brasileiros. *Revista brasileira de ciência Avícola*. Campinas. vol. 3, n. 1. (2001)
- [19] Vecchia F. A utilização de subcoberturas na construção civil para a correção do comportamento Campinas. vol. 3, n. 1, 2001. p. 59-68 (2005)
- [20] Xu X. et al. Agri-based composites in China: opportunities and challenges. *Forest Products Journal*, Madison, v. 54, n. 5, p. 8-15, May 2004. Dj.M. Maric, P.F. Meier and S.K. Estreicher: Mater. Sci. Forum Vol. 83-87, p. 119 (1992)



## Avaliação de sustentabilidade e de desempenho de paredes de trombe em pedra natural

BRANCO Fernando G.<sup>1,a</sup>, PEREIRA Andreia<sup>2,d</sup>, NEIVA Sara<sup>3,b</sup>, MATEUS Diogo<sup>3,c</sup>

<sup>1</sup> INESC- Coimbra, Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Coimbra - Coimbra, Portugal

<sup>2</sup> Universidade Coimbra – Coimbra, Portugal

<sup>3</sup> CICC – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra – Coimbra, Portugal

<sup>a</sup>fjbranco@dec.uc.pt, <sup>b</sup>apereira@dec.uc.pt, <sup>c</sup>sara.neiva@uc.pt, <sup>d</sup>diogo@dec.uc.pt

**Palavras-chave:** Parede de Trombe, sustentabilidade, desempenho térmico, técnicas solares passivas, energia, pedra natural.

**Resumo.** Com o crescente aumento dos consumos de energia, aliado à limitação das fontes de energia convencionais baseadas nos combustíveis fósseis, o estudo de fontes de energia alternativas está na ordem do dia. Apesar dos grandes avanços dos últimos anos, existe ainda um grande potencial energético por explorar em Portugal. Uma parte significativa dos consumos de energia ocorre nos edifícios, cada vez mais na climatização, em particular durante a estação de aquecimento. Com vista à redução destes consumos e à melhoria das condições de conforto térmico, sem esquecer a sustentabilidade do planeta, é fundamental a implementação de soluções solares passivas nos edifícios. No caso habitacões, estas soluções poderão incluir meios de acumulação e conservação de energia, durante o dia, e sua devolução ao interior do edifício durante a noite, através de Paredes de Trombe. Uma das hipóteses interessantes e sustentáveis de constituição destas paredes passa pelo uso de pedra natural que, apesar dos impactes ambientais associados à sua extração, possui uma pegada ecológica mais reduzida do que a generalidade dos materiais de construção correntes. Neste contexto e no âmbito do presente trabalho, pretende-se avaliar o desempenho de uma solução de parede de Trombe, constituída por pedra natural. Para o efeito, foi construído um modelo reduzido, com monitorização da temperatura ambiente e superficial, interior e exterior, utilizando pedras de diferentes espessuras. Realizou-se ainda uma modelação numérica, não só para comparação das referidas temperaturas, como também estimar potenciais poupanças energéticas, em casos de estudo, obtidas com a aplicação da parede de Trombe.

### Introdução

Na actual conjectura de crise económica, e tomando em consideração as preocupações ambientais que estão na ordem do dia, a procura de fontes de energia renovável, económicas e seguras tem suscitado interesse na comunidade científica, no que concerne à investigação e adaptação de sistemas existentes às novas fontes de energia.

A energia solar é uma fonte de energia renovável com grande potencial energético. Em Portugal, o consumo final bruto de energia a partir de fontes de energia renováveis para aquecimento e arrefecimento é estimado em 30,6% para 2020 [1].

Os edifícios são responsáveis por cerca de 33% das emissões de gases de efeito de estufa e actualmente estão associados a 34% dos consumos energéticos registados em Portugal [2]. Grande parte do consumo energético, em Portugal, destina-se ao aquecimento e arrefecimento de edifícios. Para o sector da construção, a energia solar não é só uma fonte energética, mas também sinónimo de conforto. O aproveitamento de energia solar representa um desafio para os projectistas, que

procuram proporcionar conforto e luminosidade ao ambiente interior, através de soluções que permitam a reutilização de energias, desenho climático e que apresentem uma componente estética agradável [3].

As técnicas solares passivas permitem reduzir em mais de 30% o consumo anual de energia para aquecimento [4]. São exemplos deste tipo de sistemas as chaminés solares e as paredes de Trombe, entre outros.

A parede de Trombe é um sistema solar passivo de ganhos indirectos [5] onde o envidraçado exterior recebe a radiação solar e previne a libertação da radiação na gama infravermelha, produzindo um efeito de estufa que aquece uma parede de grande massa, designada por parede acumuladora. A radiação solar é, posteriormente, captada pela parede acumuladora e transferida, de forma gradual, para o ambiente interior [6].

Este tipo de sistema deve ser orientado para a linha do equador, de modo a receber maior potencial de radiação na estação de aquecimento (Outono e Inverno). As alterações climáticas representam um desafio para estas soluções. Num só dia, podem verificar-se grandes variações de temperatura e radiação solar. A função de uma parede de Trombe é garantir o conforto térmico no interior do edifício, independentemente das condições climáticas registadas [7].

A solução construtiva da parede de Trombe divide-se em três elementos base: envidraçado, caixa-de-ar e parede acumuladora. A parede acumuladora é o elemento responsável pela receção e armazenamento da energia recebida pela componente envidraçada. Os materiais que integram este elemento devem ser materiais com valores consideráveis de condutividade térmica, calor específico, densidade e emissividade. A espessura da parede também é importante, uma vez que influencia os parâmetros de capacidade, condutibilidade e, conseqüentemente, o atraso térmico pretendido [8]. A necessidade de aquecimento/arrefecimento do espaço interior depende também das características de convecção do fluxo do ar na caixa-de-ar e na própria divisão interior.

As paredes de Trombe mais comuns são constituídas por paredes acumuladoras de grande massa. Os materiais mais utilizados são os blocos cerâmicos maciços ou paredes de betão. Geralmente, estas paredes levam um acabamento exterior com tinta preta para potenciar a absorção da radiação solar. No entanto, o aspecto estético da parede não é apelativo.

Sob o ponto de vista ambiental, estes materiais têm muita energia associada à sua produção, não são inteiramente recicláveis nem reutilizáveis, sendo por isso materiais com grandes impactes ambientais associados.

Neste estudo, procurou-se avaliar o desempenho de uma parede acumuladora em pedra natural. Em termos gerais, este material tem um desempenho equivalente ao betão ou ao tijolo maciço. No entanto, e no que diz respeito às questões ambientais, o facto de ser um material durável, reutilizável e reciclável reduz significativamente o impacte ambiental associado à sua extracção.

A análise do desempenho térmico da solução de pedra foi desenvolvida com recurso a um modelo à escala reduzida. Para o efeito, construíram-se duas células de teste que foram colocadas na cobertura do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra. Durante a experiência foram monitorizadas as temperaturas superficiais (exterior e interior) nas faces do bloco de pedra, e as temperaturas ambiente exterior e interior das células.

Recorrendo a software específico, foi posteriormente modelada uma solução de parede de Trombe, sendo que a parede acumuladora variava entre pedra, betão e tijolo e foram analisados os ganhos aliados a cada uma das soluções. O desempenho da parede de Trombe foi também comparado com outras soluções como ETICS ou uma parede de pedra simples. A influência da introdução de grelhas de ventilação natural no elemento acumulador é também discutida neste trabalho.

Uma vez concluída a avaliação de desempenho dos diferentes materiais considerados, foi efectuada uma análise de sustentabilidade, de modo a perceber qual a solução que, mediante os parâmetros de sustentabilidade considerados, apresentava melhor nota sustentável. A análise de sustentabilidade baseou-se em três parâmetros que foram considerados apropriados para este tipo de solução: desempenho funcional, desempenho ambiental e factor económico.

## Monitorização de células de teste

Nesta secção são analisados os resultados referentes ao desempenho térmico da solução de pedra, obtidos experimentalmente, com recurso a um modelo à escala reduzida.

Procurou aferir-se o desempenho térmico da pedra no que concerne ao seu atraso térmico, através da realização de uma campanha de medições em duas células de teste construídas para o efeito (ver Figura 1). As paredes e a cobertura das células foram executadas em EPS com uma espessura de 5cm, tendo sido assentes sobre uma placa de XPS igualmente de 5 cm de espessura. Optou-se por cobrir todos os elementos, exceptuando a superfície que contém os provetes, com lajetas aligeiradas de betão, de modo a evitar ganhos solares directos através destes elementos da envolvente. As dimensões dos provetes em pedra foram de 0,30(m)x0,30(m), sendo o volume útil da caixa de 0,027 m<sup>3</sup>. As células de teste foram dispostas de modo a que a superfície onde se encontram os provetes ficasse orientada a sul. A monitorização da caixa foi efectuada com recurso a dataloggers que registaram as temperaturas medidas através de diversos sensores. Por caixa, foram colocados cinco sensores: quatro termopares e um sensor de temperatura ambiente. Os termopares foram fixados nas superfícies, interior e exterior, do bloco de pedra e na parede oposta a este da célula de teste.

Analisaram-se três pedras com 5, 10 e 20 cm de espessura. Uma vez concluída a primeira fase de experimentação optou-se por pintar de preto a pedra de 20cm e analisar a influência da introdução de uma cor muito absorvente produzia no ambiente interior da célula.

A experiência decorreu entre os dias 6/9/2013 e 15/9/2013, em que se registaram temperaturas e radiação solar elevadas, na cobertura do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, onde foram colocadas as células de teste.

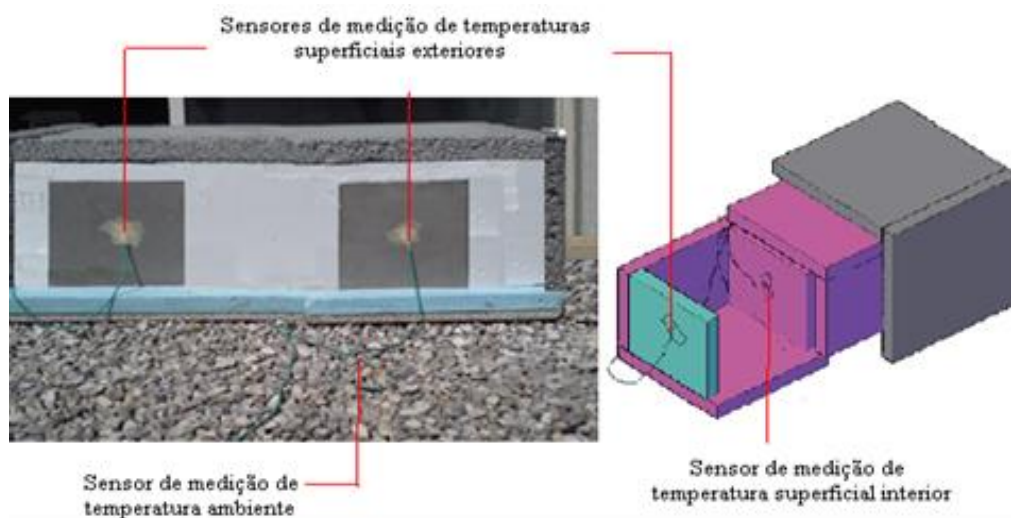


Figura 44: Pormenor construtivo das células de teste e localização dos sensores de medição

Realizadas as medições experimentais foram tratados os resultados, a partir de registos correspondentes a 24 horas, de forma a aferir o atraso térmico dos diferentes provetes. O atraso térmico foi determinado como o tempo decorrido entre os picos de temperatura superficial interior e de temperatura superficial exterior do elemento. Na Tabela 1 são apresentados os resultados das medições.

Como é possível notar da análise da Tabela 1, a espessura tem uma relação directa com o atraso térmico. A cor de superfície, mais escura, da superfície aparenta igualmente promover um aumento no atraso térmico.

## Modelação de parede de trombe: caso de estudo

**Condições assumidas.** Nesta secção pretende-se avaliar o comportamento dos elementos previamente estudados numa situação de parede de Trombe. Para tal, modelou-se, utilizando o software Design Builder V3.2.0.073, um espaço com 20 m<sup>2</sup> (5,0x4,0) e pé direito livre com 3,2m,



com uma envolvente opaca em ETICS (20cm de betão armado e 5cm de EPS pelo exterior). Na fachada orientada a Norte foi introduzido um envidraçado ocupando cerca de 30% da área daquele elemento. Na fachada orientada a sul, foi delineada uma parede de Trombe com 20 cm de espessura, sem sombreamento, conforme Figura 4. A componente envidraçada da parede de Trombe é constituída por um envidraçado simples de 6 mm e a caixa-de-ar entre este elemento e a parede acumuladora possui 8 cm de espessura. Assumiu-se para envolvente horizontal uma laje de betão armado, com 10cm de espessura, e condições de fronteira adiabáticas.

Localizou-se o modelo em Coimbra e fez-se a simulação para uma situação de aquecimento, correspondente aos dias 22 a 31 de Dezembro, onde é possível obter diversos dias de radiação solar favorável. No compartimento em estudo, os sistemas de ventilação mecânica, ventilação natural, aquecimento e arrefecimento encontram-se desligados de modo a ser considerado apenas o efeito da parede de Trombe. Assumiu-se que, dentro do compartimento, existem ganhos térmicos em contínuo de  $20 \text{ W/m}^2$ .

Tabela 1: Valores médios das propriedades mecânicas.

Material	Espessura (m)	Temperatura superficial exterior máxima [°C]	Temperatura superficial interior máxima [°C]	Temperatura exterior máxima [°C]	Atraso térmico registado [h]	Diferencial de temperaturas [°C]
Pedra	0,05	49,42	46,58	33,30	0:30:00	2,84
	0,10	40,88	35,63	31,40	1:10:00	5,25
	0,20	37,67	30,52	31,40	2:50:00	7,15
Pedra Preta	0,20	51,26	37,31	37,17	4:20:00	13,95

Além da pedra com diferentes espessuras e cor foram também efectuadas simulações considerando outros materiais para a parede acumuladora: betão armado, tijolo maciço e tijolo furado e EPS. As propriedades dos materiais utilizados nas simulações que se seguem encontram-se na Tabela 2. Por forma a avaliar o desempenho da parede de Trombe foram utilizadas como referência duas situações: uma parede de pedra de 20 cm e uma parede em ETICS idêntica à dos restantes elementos da envolvente exterior (20 cm de betão armado e 5 cm de EPS com  $U=0,67 \text{ W/m}^2$ ). Procurou ainda avaliar-se o efeito da introdução de aberturas na parede acumuladora, em funcionamento contínuo, na temperatura que se gera no interior do espaço.

**Análise dos resultados.** Na Figura 3 compara-se o desempenho de uma parede de Trombe em pedra com 20 cm de espessura face a uma parede simples de pedra natural de 20 cm e a uma solução em ETICS com  $U=0,67 \text{ W/m}^2$ . Este desempenho foi avaliado em termos de temperatura no compartimento e trocas de calor através do elemento. Em todos os gráficos apresentam-se os dados climáticos relativos a temperatura exterior e/ou radiação solar, por forma a facilitar a análise. Nesta figura apresentam-se duas situações: a Figura 3a ilustra os resultados da simulação considerando apenas como ganhos internos a ocupação. Na Figura 3b) foi considerado um ganho térmico adicional de  $20 \text{ W/m}^2$  em contínuo.

Em ambas as figuras é possível observar que a parede de Trombe apresenta um desempenho superior ao das soluções de referência. Verifica-se também que a solução em ETICS é a que apresenta menos oscilações térmicas. Quando no interior do compartimento são gerados ganhos térmicos muito reduzidos (Figura 3a) e a radiação solar no exterior é significativa, a pedra permite obter ganhos de calor que conduzem a uma temperatura no interior mais elevada que a solução em ETICS. No entanto, as amplitudes térmicas são significativas.

Tabela 2: Características das pedras analisadas e dos materiais de referência

Material	Espessura [m]	$\lambda$ [W/m.°C]	c [J/kg.°C]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\epsilon$	$\alpha$ solar
Pedra	0,2	2,3	1000,0	2600,0	0,9	0,6
Pedra Preta	0,2	2,3	1000,0	2600,0	0,9	0,9
Betão armado	0,2	2,5	1000,0	2400,0	0,9	0,6
Tijolo maciço	0,2	1,0	840,0	2000,0	0,9	0,6
Tijolo furado	0,2	0,3	800,0	850	0,9	0,6
EPS	0,2	0,04	1400,0	15,0	0,9	0,6

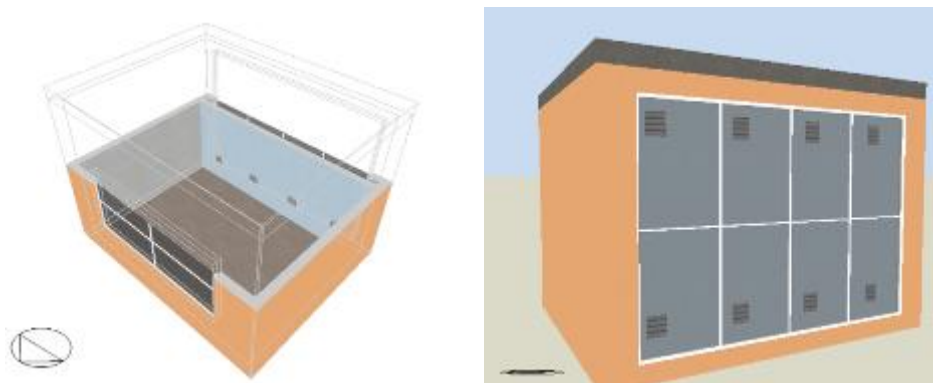


Figura 45: Desenho esquemático da parede de trombe modelada

Quando a radiação é muito diminuta (durante a noite e apenas durante um dia no período em análise), a parede de pedra tende a promover um desempenho que se aproxima do referente à solução em ETICS.

Este comportamento deve-se ao facto do edifício apresentar inércia elevada, já que analisando a Figura 3a2, referente às trocas de calor através do elemento em análise se verifica, quando a radiação é reduzida, que as perdas de calor pelo elemento em pedra são maiores do que na solução em ETICS. Ocorrendo mais dias de radiação solar directa diminuta ou ausente, a temperatura no compartimento iria certamente ser mais reduzida que na solução em ETICS.

Quando se introduzir um ganho térmico adicional para promover um aumento da temperatura interior, observa-se que a solução em ETICS passa a apresentar um desempenho superior. Muito embora impeça a introdução de ganhos de calor por condução, garante que as perdas sejam muito menores, logo a manutenção da temperatura no interior, relativamente ao elemento em pedra. Nas figuras seguintes serão apresentados resultados para a situação em que são considerados ganhos de 20 W/m<sup>2</sup>.

Na Figura 4 apresenta-se o desempenho de uma parede de Trombe com 20 cm composta por diversos materiais: pedra, betão armado, tijolo maciço, tijolo furado e EPS. Ilustra-se ainda o efeito da cor escura na pedra. A Figura 4a descreve as temperaturas obtidas no ambiente interior para as diferentes situações em análise. Verifica-se que a parede de betão e de pedra possuem desempenhos aproximados e superiores aos restantes casos. Segue-se a parede de tijolo maciço e por fim a parede de tijolo furado, com um desempenho inferior ao da pedra em cerca de 1.5°C. A parede em EPS permite obter temperaturas ambientes muito inferiores aos restantes casos, como seria de esperar, já

que possibilita uma acumulação de calor muito diminuta e impede a obtenção de ganhos térmicos por condução. Por outro lado, para este caso, verifica-se que as amplitudes térmicas são menores.

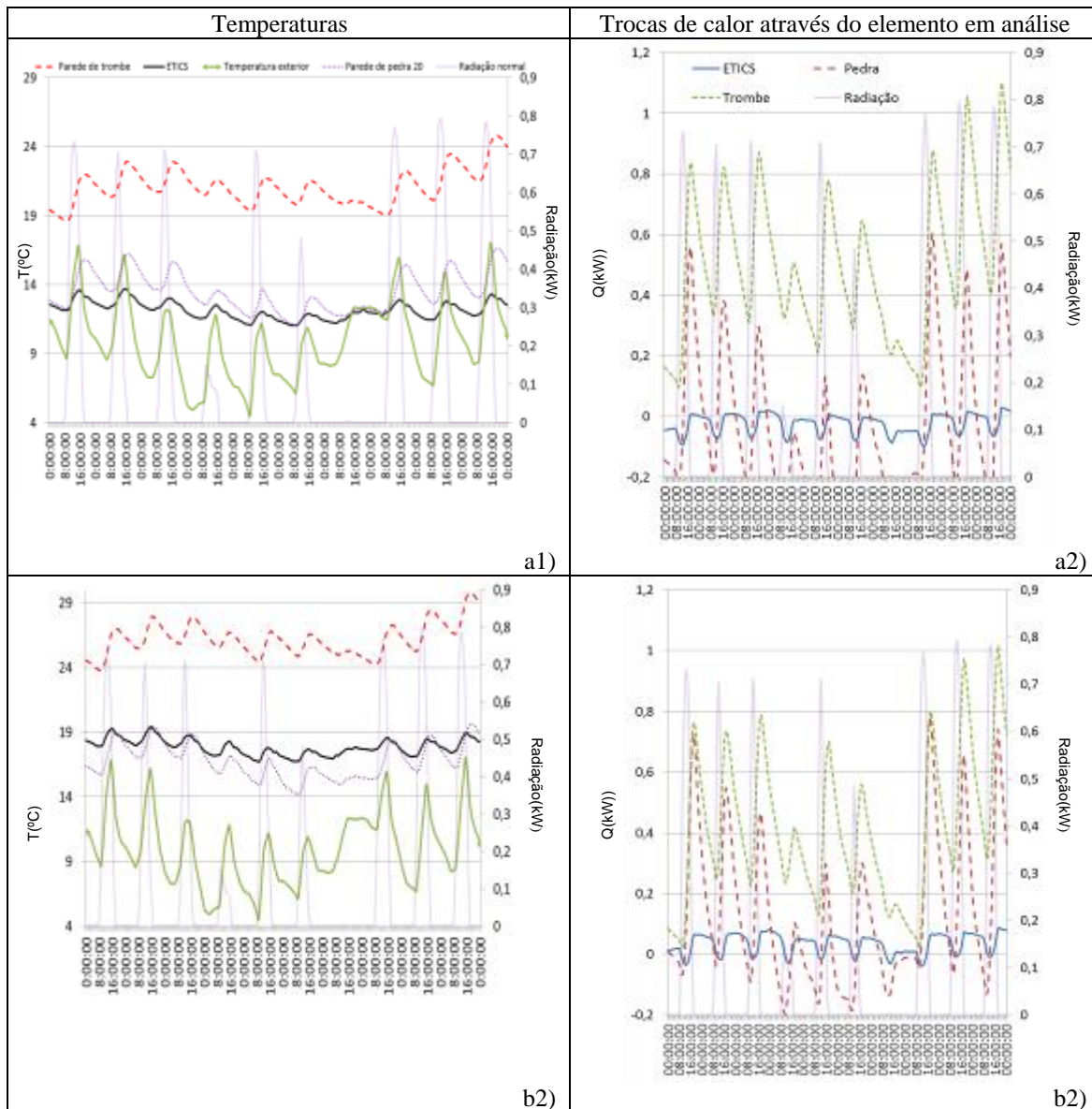


Figura 46: Desempenho de uma parede de Trombe em pedra face a uma parede de pedra simples com igual espessura e a uma solução de elevado desempenho térmico: a) na ausência de ganhos térmicos adicionais; b) com ganhos térmicos de  $20 \text{ W/m}^2$  em contínuo.

A parede de Trombe pintada de cor preta permite aumentar a temperatura no interior do compartimento em cerca de  $1.5^\circ\text{C}$ . Verifica-se ainda que, em todos os casos, com exceção do EPS existe um desfasamento entre a hora em que ocorre a temperatura máxima no exterior (às 15h) e a hora em que se verifica a temperatura máxima no interior (19h). No caso do EPS a temperatura máxima ocorre às 15h. Na caixa-de-ar (Figura 4b)) observa-se que as temperaturas mais elevadas são obtidas para a parede composta por EPS, já que este material permite que ocorra uma transmissão de calor muito reduzida, logo o calor tende a ficar retido na caixa-de-ar e consequentemente a temperatura sobe. As temperaturas na caixa de ar do elemento de tijolo furado e do elemento em tijolo maciço revelam-se mais elevadas do que a parede em pedra, já que estes materiais possuem uma menor capacidade de transmissão de calor que a pedra.

Relativamente à temperatura superficial interior, observa-se que a parede pintada de preto produziu um aumento dos valores máximos de cerca de  $2^\circ\text{C}$ . Verifica-se também que o pico de temperatura ocorre entre as 17h e as 18h para os diversos materiais com exceção do EPS que ocorre cerca das 14h. A evolução da temperatura na superfície interior da parede de Trombe para os vários casos é

idêntica à observada para a temperatura do ambiente interior, indicando que no compartimento a temperatura está a ser fortemente condicionada pelo elemento de Trombe. Relativamente às temperaturas superficiais exteriores, estas estão de acordo com o observado na caixa-de-ar, com a parede em EPS a apresentar picos de temperaturas significativamente mais elevadas que nos restantes casos.

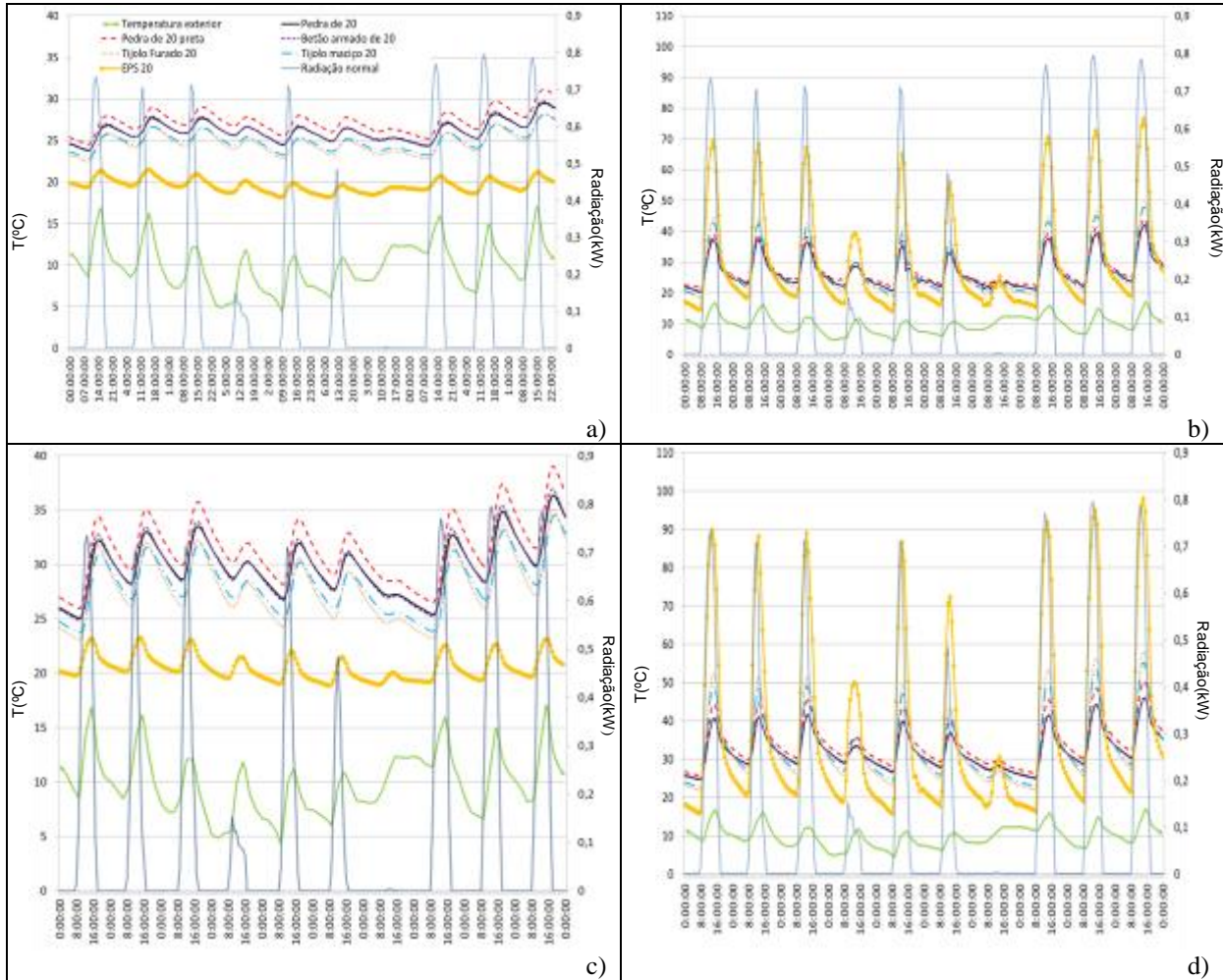


Figura 47: Desempenho de uma parede de Trombe composta por diversos materiais: a) Temperatura interior; b) Temperatura na caixa-de-ar; c) Temperatura superficial interior; d) Temperatura superficial exterior da parede (°C).

Na Figura 5 apresentam-se a variação das temperaturas no interior do compartimento (Figura 5a) e na caixa-de-ar (Figura 5b) da parede de Trombe em pedra com introdução de ventilação através da abertura de grelhas na parede acumuladora (4 grelhas de ventilação na parte inferior da parede e quadro grelhas de ventilação na parte superior da parede, em funcionamento contínuo). É também apresentada a resposta relativa à parede de Trombe na ausência de ventilação, para referência. Cada uma destas grelhas apresenta uma área de  $0,09 \text{ m}^2$ . Pela análise da Figura 5a) referente à variação da temperatura no interior do compartimento, observa-se que a introdução de ventilação permite introduzir um aumento na temperatura do compartimento durante o dia e quando existe radiação solar. Nos dias em que a radiação solar directa é reduzida, e durante a noite, a temperatura no interior tende a baixar relativamente à situação em que não foram consideradas grelhas de ventilação.

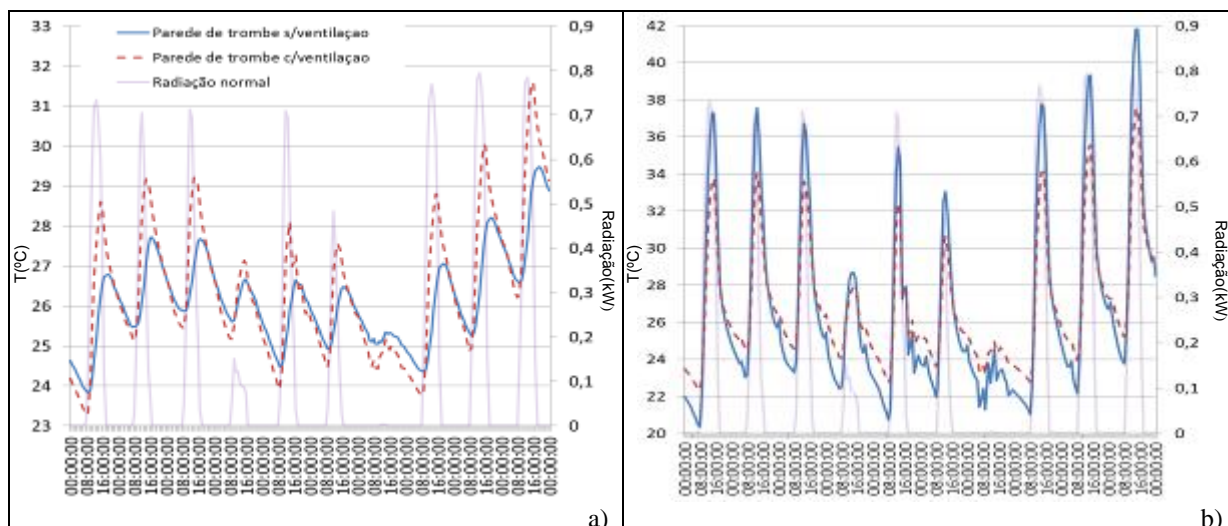


Figura 48: Desempenho de uma parede de Trombe em pedra sem e com aberturas de ventilação: a) Temperatura interior; b) Temperatura na caixa-de-ar.

De forma a permitir observar o horário em que ocorrem as temperaturas máximas no interior do compartimento, efectuou-se uma ampliação da Figura 5a para os dois últimos dias. Observa-se que, quando a parede de Trombe não possui grelhas de ventilação o pico de temperatura ocorre às 19:00. No entanto, quando a parede é ventilada, o máximo de temperatura ocorre às 15:00, que corresponde ao horário em que a temperatura na caixa de ar é máxima. A introdução de ventilação na parede acumuladora é, na prática, vantajosa, em espaços em que a ocupação diurna é dominante, como é o caso dos escritórios ou escolas.

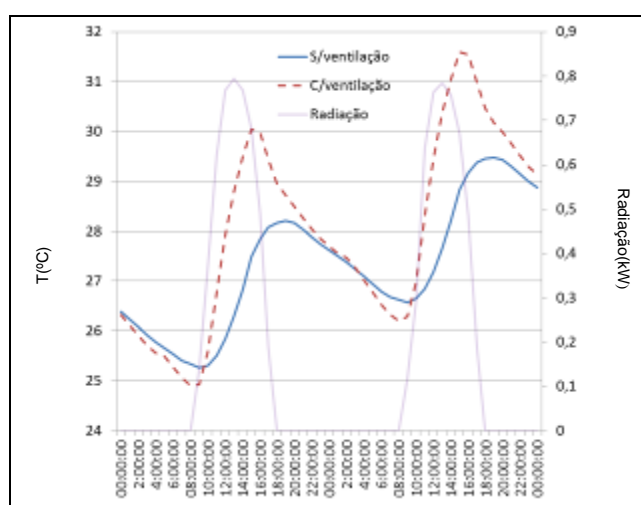


Figura 49: Variação da temperatura no compartimento para os dias 30 e 31 de Dezembro.

Na Tabela 3 apresenta-se um conjunto de parâmetros que permitem avaliar o desempenho térmico dos elementos: atraso térmico, amplitude térmica superficial interior da parede de Trombe, a massa térmica superficial, a temperatura no ambiente interior e o coeficiente de transmissão térmica para diferentes situações. Estes resultados foram obtidos fazendo a média dos dias de análise. A análise desta tabela permite verificar que o atraso térmico da pedra é um pouco superior ao do betão armado e inferior ao do tijolo maciço. O tijolo furado apresenta um atraso térmico ligeiramente mais alto que a pedra. Relativamente à temperatura do ambiente interior, a pedra e o betão armado revelam desempenhos semelhantes e superiores aos restantes materiais em cerca de 1°C. Nesta tabela incluiu-se ainda a massa térmica dos diversos elementos que permite quantificar a capacidade de armazenamento do elemento. Neste parâmetro, a pedra e o betão revelam desempenhos semelhantes.

Tabela 3: Parâmetros considerados para a avaliação de desempenho funcional

	Pedra de 20	Pedra de 20 Preta	Betão armado 20	Tijolo maciço 20	Tijolo furado 20
Atraso térmico da parede de Trombe [h]	3:41	3:35	3:16	4:26	3:51
Temperatura superficial interior máxima média[°C]	32,33	34,46	32,69	30,69	30,99
Temperatura superficial interior mínima média[°C]	27,42	28,69	27,26	25,79	25,00
Amplitude térmica superficial interior [°C]	4,90	5,76	5,43	4,90	5,99
Coef. Transmissão térmica [W/m <sup>2</sup> .°C]	3,89	3,89	4	2,64	1,1
Temperatura interior média [°C]	26,13	27,29	26,17	24,95	24,69
Massa térmica [kJ/m <sup>2</sup> .°C]	520	520	480	336	136

**Avaliação de sustentabilidade.** O conceito geral de sustentabilidade é suportado por três pilares base: Ambiente, Economia e Sociedade. No entanto, esta definição pode ser adaptada para a sustentabilidade de uma solução construtiva no meio em que está inserida. No presente caso, o pilar “Sociedade” é substituído por parâmetros funcionais: redução da utilização de energia e materiais não renováveis; redução do consumo de água; redução da produção de emissões e resíduos, entre outros [9].

A nota da avaliação sustentável (AS) foi determinada através da atribuição de pesos a cada um dos impactes. Neste caso, e seguindo a metodologia MARS-SC, metodologia de avaliação relativa da sustentabilidade de soluções construtivas, considerou-se um peso de 30% para o parâmetro ambiental, 50% para o parâmetro funcional e 20% para o parâmetro económico. Os resultados da aplicação da metodologia MARS-SC encontram-se tabelados na Tabela 4.

O impacte ambiental (IA) foi determinado admitindo os potenciais de aquecimento global (75%) e consumo de energia não renovável (25%). Estes parâmetros foram retirados de uma base de dados de LCA [10] e não foram considerados os impactes associados ao transporte das soluções para o local da obra.

O desempenho funcional baseou-se nos parâmetros térmicos de conforto para uma parede de trombe: coeficiente de transmissão térmica (25%), temperatura média no espaço útil (25%), coeficiente de transmissão térmica, U (25%) e massa do elemento (25%). Ao nível económico, foi considerado o custo de construção de cada uma das soluções por m<sup>2</sup>, tendo por base bibliografia consultada [11].

## Conclusões

Através da análise efectuada neste trabalho, verificou-se que a parede acumuladora em pedra revelou ser uma solução com desempenho funcional, no que concerne ao desempenho térmico, ligeiramente superior às soluções de tijolo (furado e maciço) ou betão. Por outro lado, o facto de ser uma material durável, reutilizável e natural traz vantagens acrescidas a esta solução, resultando assim mais sustentável que as outras soluções consideradas.

O impacte ambiental da pedra está inicialmente associado a grandes consumos energéticos, devido à sua extracção do meio natural e ao corte numa fase de produção. No entanto, o ciclo de vida bastante longo deste material acaba por amortecer os impactes ambientais iniciais.

O custo de produção deste tipo de paredes é presentemente um problema. No entanto, a standardização associada a implementação desta solução construtiva na construção pode, futuramente, vir a corrigir este parâmetro, tornando a pedra mais acessível.

Tabela 4: Resultados da aplicação da metodologia de avaliação relativa da sustentabilidade de soluções construtivas (CC-Custo de construção;  $\varphi$  – Atraso térmico; M- massa térmica; T- Temperatura interior; GWP- Potencial de aquecimento global; ENR- Energias não renováveis)

Solução Construtiva	Perfil Sustentável	Desempenho			Nota sustentável	Classificação
		Ambiental	Funcional	Económico		
Parede de Betão Armado 20 cm		0,86	0,52	0,00	0,52	Solução de Referência
Parede de Tijolo furado 20 cm		0,82	0,30	1,00	0,60	Solução de Referência
Parede de Tijolo Maciço 20cm		0,00	0,48	0,20	0,28	Solução de Referência
Parede de Pedra de 20 cm		1,00	0,62	0,33	0,68	Superior

A parede de Trombe é uma solução que resulta bem no clima português durante a estação de aquecimento. Contudo, na estação de arrefecimento deverão ser aplicados sistemas de sombreamento para evitar o sobreaquecimento do espaço interior adjacente à parede.

### **Agradecimentos**

Trabalho financiado pelo QREN, no âmbito do Programa Operacional Factores de Competitividade: projeto FCOMP-01-0202-FEDER-023123 (FunctionalStone).

### **Referências**

- [1] S. Barros: O valor económico das energias renováveis em Portugal. (2011, Novembro 23) Vendas novas, Portugal. Informação obtida em [http://www.filda.com.pt/energia/pdf/apres/susana\\_barros.pdf](http://www.filda.com.pt/energia/pdf/apres/susana_barros.pdf) em 5 de Dezembro de 2012
- [2] INE- Instituto Nacional de Estatística: Portugal em números. Portugal (2012)
- [3] K.S. Omidreza Saadatian: Trombe walls: A review of opportunities and challenges in research and development. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, (2012) p. 6340-6351.
- [4] M. Hordeski: *New technologies for energy efficiency*, Fairmont Press (2011)
- [5] R. Lebens: *Passive Solar Heating Design*. Applied Science Publishers Ltd. (1980)
- [6] H.Gonçalves, J. Graça: *Conceitos Bioclimáticos para Edifícios em Portugal*. Lisboa: INETI (2013)
- [7] B. Haglund, K. Rathmann: *Thermal mass in passive solar and energy-conserving buildings*. Vital Signs Curriculum Materials Project, Center for Environmental Design, University of California, Berkeley (1996)
- [8] P. Mendonça: *Tecnologias solares passivas*, Capítulo V. In *Habitar sob uma segunda pele*, Tese de Doutoramento em Engenharia civil (pp. 6340-51). Guimarães: Universidade do Minho (2005)
- [9] R. Mateus, L. Bragança: *Sustentabilidade de soluções construtivas* (2007)
- [10] S. Neiva, R. Mateus, L. Bragança: *Desenvolvimento de uma base de dados de LCA para processos de construção de edifícios*. Guimarães: Universidade do Minho (2011)
- [11] A. C.Manso, M. S. Fonseca, J. C. Espada, *Informação sobre custos: fichas de rendimentos*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2010.





## Impacto da escolha do vidro em aberturas associado ao dispositivo prateleira de luz para o conforto visual em ambientes de escritório

MAIOLI, Ricardo N.<sup>1,a</sup>, TAUFNER, Mariani D.<sup>2,b</sup> e ALVAREZ, Cristina E.<sup>1,c</sup>

<sup>1</sup> Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo – UFES, Av. Fernando Ferrari nº 514, Goiabeiras, Vitória – ES, Brasil

<sup>2</sup> Laboratório de Planejamento e Projetos – LPP, Universidade Federal do Espírito Santo – UFES, Av. Fernando Ferrari nº 514, Goiabeiras, Vitória – ES, Brasil

<sup>a</sup>ricardomaioli@gmail.com, <sup>b</sup>marianitaufner@gmail.com, <sup>c</sup>cristina.engel@ufes.br

**Palavras-chave:** Vidro, Prateleira de Luz, Iluminação Natural, *Software* Daysim.

**Resumo.** Conhecer e aplicar o potencial da iluminação natural em ambientes internos de edifícios é de fundamental importância quando se consideram as questões termo-energéticas e de conforto visual. Em regiões tropicais o uso do dispositivo prateleiras de luz pode contribuir para otimizar a distribuição e controlar a luz excessiva no plano de trabalho. A porção de vidro acima desse dispositivo é responsável pelo aporte de luz natural enquanto a localizada abaixo da prateleira é importante para o usuário como forma de contato visual com o exterior. Entretanto, a parcela inferior da abertura pode ocasionar brilho excessivo no ambiente interno, comprometendo o conforto visual do usuário. Com o intuito de investigar uma configuração que proporcione melhor aproveitamento de luz natural sem prejuízo visual ao usuário, esta pesquisa teve por objetivo avaliar o comportamento da prateleira de luz associada com diferentes tipos de vidro. Devido à larga dimensão territorial do Brasil – que resulta em variações significativas na luminosidade da região –, o recorte do objeto considerou o desempenho de três tipos de vidro combinados com a presença da prateleira de luz em seis diferentes latitudes brasileiras para um mesmo modelo de edifício de escritórios. Foi investigado o percentual de iluminância útil nos ambientes durante o ano e os níveis de luminâncias provenientes das aberturas com o auxílio do *software* Daysim. Os resultados analisados demonstram que é possível diminuir o brilho excessivo, provendo maior conforto visual ao usuário através de uma correta especificação do tipo de vidro, de acordo com a latitude do lugar.

### Introdução

Sistemas de redirecionamento da luz natural, como é o caso das prateleiras de luz, já vêm sendo estudados há alguns anos como ferramenta de melhora da uniformidade da luz diurna, controle da luz direta e redução de brilho [1]. Estas se caracterizam por apresentar dispositivo de sombreamento que bloqueia a luz solar direta, que é redirecionada para o teto e fundos do ambiente, o que reduz ganho de calor e brilho nas superfícies do espaço interno. O desempenho dessa ferramenta varia de acordo com a dimensão/ângulo, a localização e o valor de refletância [2]. Por possuir maior influência na admissão de luz natural dentro de um edifício, sistemas como a prateleira de luz demonstram que é possível economizar até duas horas de luz elétrica por dia, principalmente porque com o bloqueio da radiação solar direta associado à reflexão da luz para o interior do ambiente, ocorre menor necessidade de se fechar persianas, quando comparada a uma janela convencional [3]. Arquitetos e designers possuem o desafio de levar em consideração que grande quantidade de brilho em um ambiente de trabalho é fator de difícil adaptação para o olho humano, podendo obscurecer a visão em situações de contraste excessivo [4]. Na tentativa de controlar esse brilho indesejável, é comum o uso de diferentes tipos de vidro, como os vidros com baixa transmitância, principalmente em países cujo ganho solar ocorre em excesso. Porém, parte da luz natural que poderia ser

aproveitada a fim de minimizar o uso de iluminação artificial é bloqueada e, além disso, a relação do usuário com o exterior torna-se prejudicada [5].

No Brasil, o tipo de vidro mais usado para edifícios de escritórios é o vidro comum transparente; que se caracteriza por possuir alto índice de transmitância luminosa, cerca de 90% [6]. No entanto, apesar de uma boa aceitação no mercado nacional da construção civil, quando se considera a relação entre usuário e produto a partir de valores qualitativos, a preferência de ocupantes de escritório por uma sala com vidro cor bronze, com transmitância mediana de aproximadamente 53%, é significativa. Essa preferência é justificada por apresentar valores mais agradáveis e naturais de brilho no ambiente, quando comparada com outros tipos de vidro [7].

O uso das prateleiras de luz em conjunto com diferentes tipos de vidro pode influenciar na economia de energia total ou energia provinda da iluminação artificial. Segundo a pesquisa desenvolvida por Santos e Souza [8], em todas as situações avaliadas, independente do tipo de vidro, a fachada norte apresentou maior redução de consumo.

Uma das ferramentas de destaque para investigação e análise de percentuais lumínicos proveniente de aberturas verticais no interior de um edifício é o *software* Daysim. Este considera os dados climáticos típicos do local e usa o método *Ray-tracing* para cálculo de Iluminância [9, 10], que possui a vantagem de personalizar as superfícies ópticas dos materiais a serem simulados. Além disso, o *software* considera informações sobre sombreamento contextual e reflexão baseada em um modelo geométrico tridimensional detalhado, o que conseqüentemente, contribui para aproximação com a realidade. Outro fator importante é a simulação da irradiação em um ano inteiro, a fim de garantir maior precisão na investigação [9].

## Metodologia

A pesquisa realizada investiga a iluminância interna proveniente de iluminação natural em um ambiente hipotético de escritórios. Baseado no levantamento de dados investigados por Lamberts, Ghisi e Ramos [6], foi escolhido um ambiente de estudo retangular, com dimensões de 5,0m x 6,0m. Além disso, foi adotada uma malha de pontos para simulação da Iluminância proveniente de iluminação natural. Essa malha, em planta baixa, é formada por afastamentos de 1,0m entre si e afastamentos de 0,5m em relação à parede. Em altura, os pontos estão afastados 0,75m do piso, considerando a simulação na altura de trabalho (Fig. 1).

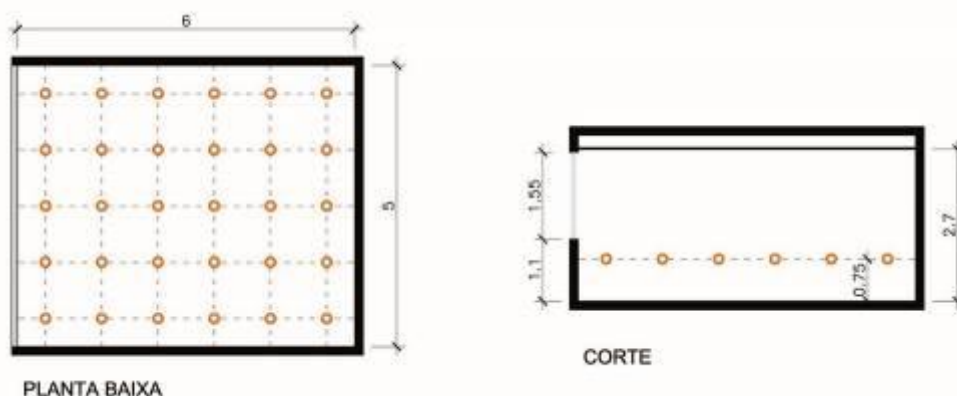


Figura 50: Representação do ambiente com indicação das dimensões em metros e da malha dos pontos de avaliação.

A sala simulada está inserida em um edifício de escritórios com 11 pavimentos a partir do térreo, e todos os ambientes modelados possuem as mesmas características. Foi investigada a sala correspondente a um pavimento intermediário, com o objetivo de apresentar a influência na reflexão das prateleiras de luz do pavimento imediatamente inferior e superior.

As salas de escritórios foram modeladas no *software* *GoogleSketchup* e, junto com os arquivos climáticos anuais, em formato "epw" [11], de cada região analisada, foram exportados para o



As prateleiras de luz dividem as aberturas verticais em duas partes: a superior, responsável por prover luz na região mais afastada da janela; e a inferior, protegida da radiação direta, responsável pela iluminação da parte próxima à abertura e pelo contato visual do usuário com o exterior [12].

Na porção superior da abertura, para todos os casos, utilizou-se o vidro comum simples, por possuir maior transmissão à luz visível – cerca de 90% -, o que permite maior incidência de luz diurna no ambiente. Para a porção inferior foram analisados quatro tipos de vidro: o comum simples, como referência de análise; o vidro verde, com transmissão de 71%; o vidro laminado bronze, com 53%; e o vidro refletivo incolor, com 34%.

Para o vidro simples, as características utilizadas são as de referência do *software* Daysim [13]. Os demais vidros utilizados são encontrados no mercado brasileiro com diferentes características em relação à transmissão visível [14]. Os dados de entrada do material foram alterados a fim de adequar ao valor real da transmitância a ser investigada.

Além das propriedades do vidro quando em contato com a luz natural, também foram considerado valores de reflexão dos materiais que compuseram o ambiente simulado, visto que estes valores influenciam na quantidade e qualidade da luz que atinge a superfície de trabalho [15, 16]. Para piso, parede e teto, foram considerados, 20%, 50% e 70% de reflexão, respectivamente, ou seja, os mesmos valores adotados por Bernabé [17] e que se encontram dentro da faixa de refletâncias úteis para as superfícies internas [16]. Para a superfície da prateleira de luz adotou-se 80% de reflexão.

A análise dos resultados foi efetuada a partir da comparação entre os modelos simulados quanto ao desempenho em relação à uniformidade e ao percentual de horas no ano compreendidas nos intervalos da *Useful Daylight Illuminances* – UDI, os quais são classificados como insuficientes – abaixo de 100 lux –, úteis – entre 100 e 2000 lux – e como excessivos – acima de 2000 lux [18].

### Análise dos resultados

Para a apresentação dos resultados foram elaborados gráficos comparativos e tabelas, visando a análise comparativa dos diferentes tipos de vidro numa mesma localidade e em relação às outras cidades selecionadas.

Através da análise das médias anuais das iluminâncias nos pontos de medição, foi investigada a uniformidade por meio de comparação entre os modelos, que corresponde à razão entre o valor mínimo e o valor médio das iluminâncias do recinto [16]. Além desse dado, também foram investigadas as horas anuais nos intervalos da UDI para avaliar o desempenho de cada tipo de vidro nos climas das cidades selecionadas para o estudo.

**Comparação entre modelos da cidade de Belém (01°23’S).** Analisando os ambientes com 04 diferentes tipos de vidro simulados, em Belém foi possível observar que a uniformidade nos modelos sofreu pequena variação. O modelo que apresentou maior uniformidade foi o simulado com o vidro refletivo, com menor transmissão à luz visível, enquanto o menos uniforme foi o modelo com o vidro incolor, como pode ser observado na Tabela 1.

As vantagens que o vidro com menor transmissão visível proporciona ficam evidentes nessa localidade, pois além de possibilitar maior uniformidade, o modelo apresentou também maior percentual de horas dentro da faixa de iluminância útil e o menor percentual de iluminância excessiva (Tab. 1).

Tabela 34: Percentuais aproximados de horas simuladas em um ano nos intervalos da UDI.

Vidros	UDI (%)			Uniformidade Mín./média
	<100 lx	100-2000 lx	>2000lx	
<b>Incolor</b>	0,6	69,5	29,9	0,32
<b>Verde</b>	0,8	75,0	24,2	0,32
<b>Bronze</b>	1,3	81,0	17,7	0,34
<b>Refletivo</b>	2,1	90,2	7,7	0,34

A desvantagem apresentada é que, como o nível de iluminamento geral foi reduzido, este modelo apresentou uma maior quantidade de horas de luz consideradas insuficientes, apesar desta representar apenas 2% do período simulado. Esse ponto negativo não deve ser considerado, pois todos os pontos de medição apresentaram média anual de iluminâncias superior a 700 lx, acima do mínimo recomendado pela norma brasileira. Entretanto, as três fileiras de pontos mais próximas à janela apresentaram médias com valores excessivos de iluminâncias, que devem ser controlados a fim de evitar o brilho excessivo para não provocar desconforto por ofuscamento para o usuário do espaço.

**Comparação entre modelos da cidade de Recife (08°08'S).** Para a situação de Recife, os vidros investigados resultaram em valores próximos de uniformidade, onde o maior variante é o vidro refletivo e o menor é o comum simples. O vidro de menor transmissão visível também apresentou maior percentual de iluminância útil e menor taxa de iluminância excessiva (Tab. 2).

Tabela 2: Percentuais aproximados de horas simuladas em um ano nos intervalos da UDI.

Vidros	UDI (%)			Uniformidade Mín./média
	<100 lx	100-2000 lx	>2000lx	
<b>Incolor</b>	0,1	71,3	28,6	0,35
<b>Verde</b>	0,2	79,7	20,1	0,37
<b>Bronze</b>	0,3	86,7	13,0	0,38
<b>Refletivo</b>	0,4	94,5	5,1	0,39

Seguindo as mesmas análises realizadas anteriormente para a cidade de Belém, observa-se que o vidro bronze, com 53% de transmissão à luz visível, apresenta o segundo lugar como vidro de maior percentual de iluminância útil e menor iluminância excessiva.

Para o caso de Recife, o percentual de iluminância útil de cada tipo de vidro é inversamente proporcional à porcentagem da luz transmitida; ou seja, quanto maior a transmissão visível do vidro, menor é o percentual de iluminância útil e uniformidade referente a esse vidro.

**Comparação entre modelos da cidade de Brasília (15°52'S).** Os modelos simulados em Brasília apresentaram uniformidade com diferença de 12% entre os de menor e maior índice. Diferente do observado nas outras localidades anteriormente simuladas, o vidro verde obteve uniformidade maior que o vidro bronze, apesar deste último possuir menor transmissão à luz visível (Tv) e, conseqüentemente, menor valores gerais de iluminâncias médias, como pode ser observado nos gráficos abaixo (Fig. 4).

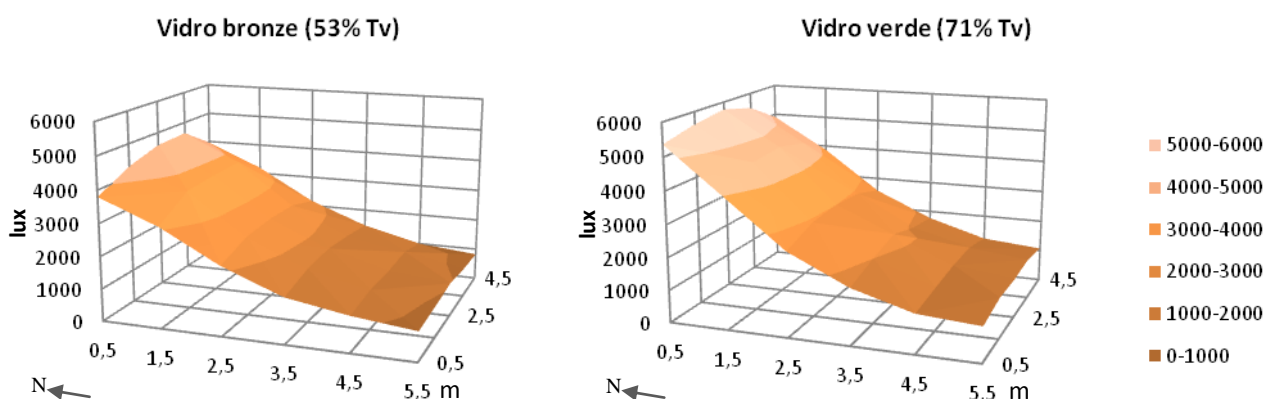


Figura 53: Gráfico comparativo entre média anual das iluminâncias, em lux, nos pontos de medições dos modelos de Brasília.

Apesar das médias anuais das iluminâncias se apresentarem com valores superiores a 2000 lx nos pontos mais próximos à janela nos 04 tipos de vidro simulados, em todos os modelos a maioria das horas medidas apresentou-se dentro do intervalo de iluminância útil (Tab. 3).

Tabela 3: Percentuais aproximados de horas simuladas em um ano nos intervalos da UDI.

Vidros	UDI (%)			Uniformidade
	<100 lx	100-2000 lx	>2000lx	
				Mín./média
<b>Incolor</b>	0,3	76,9	22,8	0,34
<b>Verde</b>	0,4	86,5	13,1	0,38
<b>Bronze</b>	0,5	96,2	3,3	0,36
<b>Refletivo</b>	0,7	98,5	0,8	0,38

**Comparação entre modelos da cidade de Vitória (20°16'S).** O vidro com percentual de maior uniformidade foi o vidro bronze, que chegou a uma diferença de mais de 15 % em relação ao vidro comum simples, com menor valor de uniformidade. Além disso, os vidros bronze e refletivo proporcionaram o controle quase total das iluminâncias superiores a 2000lux, concentrando seus valores em mais de 98% na iluminância útil (Tab. 4).

Tabela 4: Percentuais aproximados de horas simuladas em um ano nos intervalos da UDI.

Vidros	UDI (%)			Uniformidade
	<100 lx	100-2000 lx	>2000lx	
				Mín./média
<b>Incolor</b>	0,3	85,4	14,3	0,39
<b>Verde</b>	0,5	92,5	7,0	0,41
<b>Bronze</b>	0,7	99,3	0,0	0,46
<b>Refletivo</b>	1,3	98,7	0,0	0,44

Todos os tipos de vidro apresentaram bom desempenho, entretanto, os vidros com maior transmissão à luz visível – o incolor e o verde –, obtiveram percentuais consideráveis de horas compreendidas no intervalo de iluminância excessiva.

**Comparação entre modelos da cidade de São Paulo (23°37'S).** Os maiores índices de uniformidade para a cidade de São Paulo foram encontrados no vidro bronze, e a diferença de uniformidade entre os vidros chega a mais de 14%, onde a situação com valores mais baixos é o vidro comum simples. O vidro bronze também apresentou as maiores taxas de iluminância útil, além de não apresentar índices significativos de iluminância em excesso na sala investigada (Tab. 5).

Tabela 5: Percentuais aproximados de horas simuladas em um ano nos intervalos da UDI.

Vidros	UDI (%)			Uniformidade
	<100 lx	Mín./média	>2000lx	
				Mín./média
<b>Incolor</b>	2,1	88,0	9,9	0,42
<b>Verde</b>	3,0	93,9	3,1	0,44
<b>Bronze</b>	4,0	96,0	0,0	0,48
<b>Refletivo</b>	5,9	94,1	0,0	0,43

Para o caso de São Paulo, o vidro verde apresentou uniformidade com acréscimo de pouco mais de 4% em comparação com o vidro refletivo; e quando se compara a quantidade de iluminância útil, os valores são praticamente os mesmos. Porém, a porcentagem de iluminância excessiva é 3 vezes maior no vidro verde, o que conseqüentemente faz com que a porcentagem de iluminância abaixo de 100 lux seja aproximadamente 3 vezes maior no vidro refletivo em comparação com o vidro verde.

**Comparação entre modelos da cidade de Porto Alegre (30°00'S).** Dentre os vidros pesquisados nesta localidade, o que obteve melhor desempenho, ou seja, maior percentual de horas no intervalo de iluminâncias compreendido entre 100 e 2000 lux foi o vidro verde. Outro material que obteve desempenho semelhante foi o vidro bronze, entretanto, este apresentou maior percentual de horas com iluminância considerada insuficiente (Tab. 6).

Tabela 6: Percentual de horas nos intervalos da UDI dos diferentes tipos de vidro simulados em Porto Alegre.

Vidros	UDI (%)			Uniformidade
	<100 lx	100-2000 lx	>2000lx	
<b>Incolor</b>	6,3	87,4	6,3	0,43
<b>Verde</b>	7,6	91,8	0,6	0,45
<b>Bronze</b>	8,9	91,1	0,0	0,50
<b>Refletivo</b>	11,3	88,7	0,0	0,52

Outro resultado que se pode destacar nos modelos simulados em Porto Alegre é a uniformidade das médias de iluminâncias na malha de pontos de medição. O maior índice desta característica foi encontrado no modelo que utiliza o vidro com menor transmissão visível, cujo valor encontrado foi 0,52 (Fig. 5). O modelo composto pelo vidro incolor apresentou uniformidade de 0,43, ou seja, o pior desempenho entre os modelos. Entretanto, esse índice foi superior ao obtido na maioria dos modelos simulados.

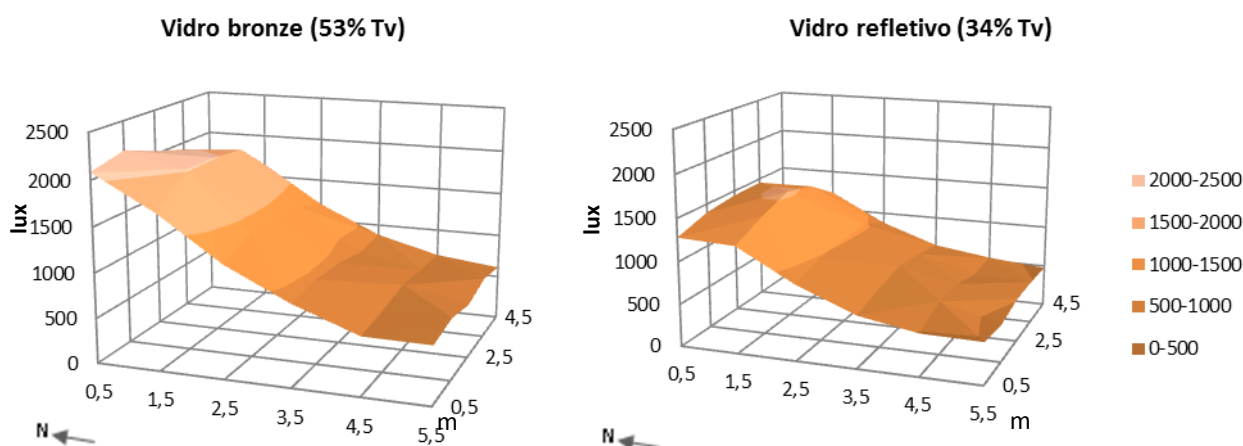


Figura 54: Gráfico comparativo entre média anual das iluminâncias, em lux, nos pontos de medição dos modelos de Porto Alegre que apresentaram maior índice de uniformidade entre todos os modelos simulados.

**Comparação entre as localidades.** Quando comparadas as diferentes localidades é possível perceber que, com exceção de Belém, as maiores latitudes apresentam maiores percentuais de iluminância insuficiente. Apesar de ser a cidade mais próxima da Linha do Equador, quando comparados os dados das quatro menores latitudes, Belém é a que apresenta um maior percentual de horas com iluminância abaixo de 100 lx.

Dentre todos os modelos simulados, o que apresentou maior percentual de horas do ano dentro do intervalo de iluminância útil – entre 100 e 2000 –, foi o modelo com o vidro bronze simulado na cidade de Vitória, onde esse índice alcançou 99,3% das horas simuladas. O modelo que obteve pior desempenho, ou seja, menor quantidade de horas anuais nesse intervalo foi o simulado para a cidade de Belém com o vidro incolor, com 69,5%.

A cidade de Vitória apresentou os melhores índices enquanto Belém obteve os piores resultados em relação aos intervalos da UDI.

Em comparação com os tipos de vidro, é possível constatar que os modelos que utilizaram esses materiais com maior transmissão à luz visível obtiveram a maioria das médias dos pontos próximos à abertura com iluminâncias superiores a 2000 lux (Fig. 6). Esse fato pode ser observado em todas as cidades, sendo que essa característica somente não foi constatada nos modelos que utilizaram o vidro refletivo e nas três localidades com maiores latitudes.



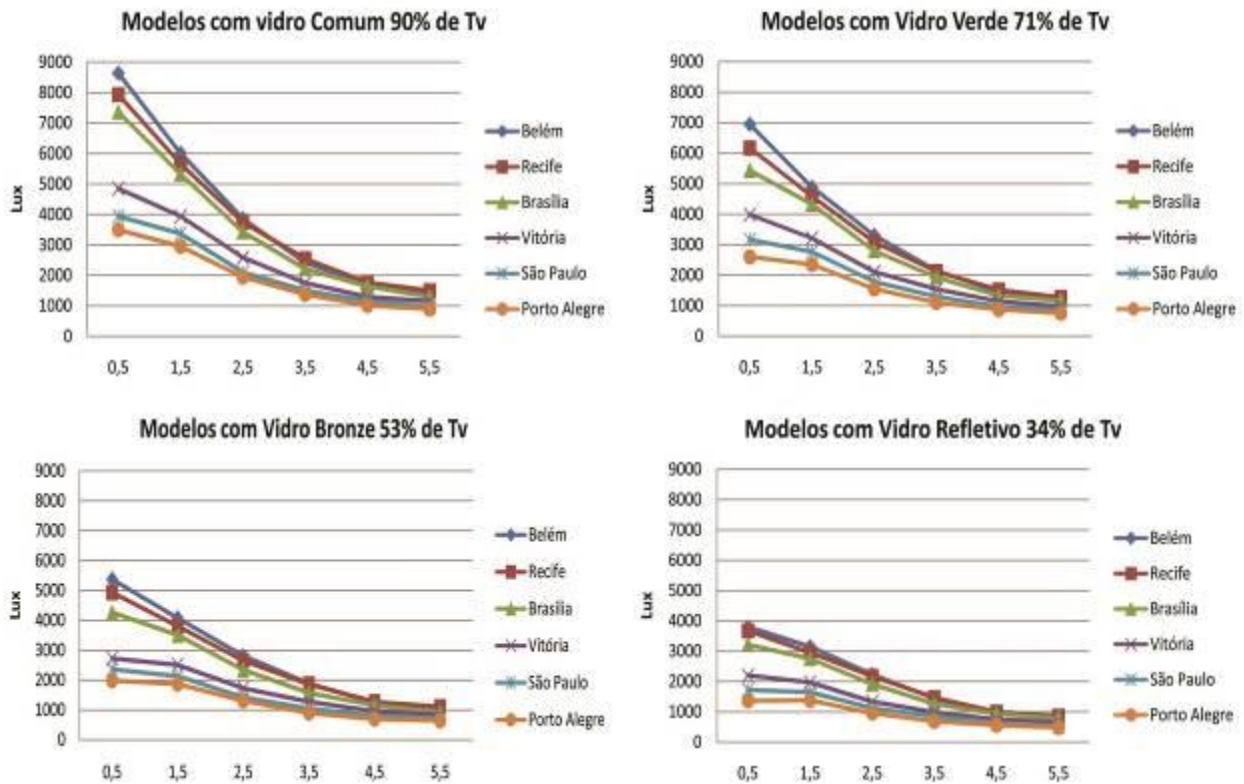


Figura 55: Gráficos comparativos do desempenho das localidades por tipo de vidro, com médias anuais separadas por fileiras de pontos de medição, da mais próxima (pontos à esquerda nos gráficos) à mais afastada da abertura.

Como observado nos gráficos da Figura 5, os modelos referentes à cidade de Porto Alegre obtiveram maior uniformidade de iluminâncias nos pontos de medições, com suas linhas das médias se aproximando de uma linha horizontal. Isso pode ser observado em todos os 04 tipos de vidro simulados.

## Conclusões

Através da análise dos dados resultantes das simulações, reitera-se a importância da escolha do vidro para um melhor desempenho dos dispositivos de redirecionamento de luz e para um maior aproveitamento da luz natural e, conseqüentemente, maior economia no consumo de energia elétrica para iluminação. Os resultados comprovam que, quando especificados corretamente, os vidros, em conjunto com as prateleiras de luz, podem proporcionar uma maior uniformidade da luz no ambiente interno e reduzir a quantidade de horas com iluminação natural excessiva ou insuficiente. O tipo de vidro mais adequado para utilização em cada latitude pode ser diferente. Nos modelos simulados, apenas o vidro incolor não alcançou o melhor resultado em ao menos uma das cidades. Esse material com alto índice de transmissão à luz visível não se mostrou eficiente para ser utilizado na parte inferior das aberturas com prateleiras de luz nas localidades simuladas em modelos similares aos utilizados nessa pesquisa. Ou seja, o seu uso deveria ser combinado com algum outro dispositivo de proteção interna – como persianas, por exemplo –, a fim de evitar o desconforto do usuário por brilho excessivo.

As cidades com maior disponibilidade de luz – como no caso de Belém, Recife e Brasília –, apresentam maiores percentuais no intervalo de iluminância útil com a adoção do vidro de menor transmissão à luz visível, ou seja, o vidro refletivo. Já para as outras cidades, essa afirmação não é válida. Destaca-se que para as situações de Vitória e São Paulo o vidro bronze apresentou valores mais altos de iluminância útil, entretanto, seu uso pode aumentar significativamente a quantidade de horas com iluminância insuficiente, como pode ser observado na cidade de Porto Alegre. Nesta localidade, o tipo que apresentou melhor desempenho foi o vidro verde.

## Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa de estudos que permitiu o desenvolvimento da dissertação de mestrado da qual esse artigo é derivado; ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela bolsa de iniciação científica; ao LabEEE/UFSC, pelos dados climáticos das cidades brasileiras e, por fim, ao Laboratório de Planejamento e Projeto (LPP) pelo apoio nessa pesquisa.

## Referências

- [1] P.J. Littlefair, M.E. Aizlewood, A.B. Birtles. The performance of innovative daylighting systems. *Renewable Energy*, v.5 (1994), p. 920-934.
- [2] A.A. Freewan. Maximizing the lightshelf performance by interaction between lightshelf geometries and a curved ceiling. *Energy Conversion and Management*, n.51 (2010), p.1600-1604.
- [3] L. Sanati, M. Utizinger. The effect of window shading design on occupant use of blinds and electric lighting. *Building and Environment*, v.64 (2013), p.67(10).
- [4] J.Y. Suk, M. Schiler, K. Kensek. Development of new daylight glare analysis methodology using absolute glare factor and relative glare factor. *Energy and Buildings*, v.64 (2013), p.113-122.
- [5] P. Chaiwiwatworakul, S. Chirattananon. A double-pane window with enclosed horizontal slats for daylighting in buildings in the tropics. *Energy and Buildings*, n.62 (2013), p. 27-36.
- [6] R. Lamberts, E. Ghisi, G. Ramos. Impactos da Adequação Climática Sobre a Eficiência Energética e o Conforto Térmico de Edifícios de Escritórios no Brasil (2006).
- [7] H. Arsenault, M. Hébert, M.C. Dubois. Effects of glazing colour type on perception of daylight quality, arousal, and switch-on patterns of electric light in office rooms. *Building and Environment*, v.56 (2012), p.223-231.
- [8] L.G. Santos, R.V.G Souza. Proteções solares no Regulamento brasileiro de Eficiência Energética de Edifícios Comerciais, de Serviços e Públicos. *Ambiente Construído*, v. 12, n. 1 (2012), p. 227-241.
- [9] J.A. Jakubiec, C.F. Reinhart. A method for predicting city-wide electricity gains from photovoltaic panels based on LiDAR and GIS data combined with hourly Daysim simulations. *Solar Energy*, v.93 (2013), p. 127-143.
- [10] G. Yun, K.S. Kim. An empirical validation of lighting energy consumption using the integrated simulation method. *Energy and Building*, v. 57 (2013), p. 144-154.
- [11] LABEEE – Laboratório de Eficiência Energética em Edificações. Florianópolis. Arquivos e figura obtidos em <http://www.labeee.ufsc.br/downloads/arquivos-climaticos>, em 29/08/2013.
- [12] N. Baker, K. Steemers. *Daylight Design of Buildings*. James & James, Honk Kong. (2002), 250p.
- [13] C.F. Reinhart. Tutorial on the use of daysim simulations for sustainable design. Tutorial. Cambridge, Havard University (2010).
- [14] R.M. Caram. Vidros e o conforto ambiental: indicativos para o emprego na construção civil. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Federal de São Paulo (1996).

- [15] R.G. Hopkinson, P. Petherbridge, J. Longmore. Iluminação natural. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa. (1980), 776p.
- [16] Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT NBR ISO/CIE 8995-1. Iluminação de ambientes de trabalho. Parte1: Interior (2013).
- [17] A.C.A. Bernabé. A influência da envoltória no consumo de energia em edifícios comerciais artificialmente climatizados na cidade de Vitória-ES. Dissertação de Mestrado. UFES. Vitória (2012), 130p.
- [18] A. Nabil, J. Mardaljevic. Useful daylight illuminances: A replacement for daylight factors. Energy and Buildings, London: Elsevier, v. 38 (2006), p. 905-913.

## High temperatures behaviour of mortars with incorporation of phase change materials

CUNHA Sandra<sup>1,a</sup>, CARNEIRO Luís<sup>1,b</sup>, AGUIAR José<sup>1,c</sup>, TORRAL Fernando<sup>1,d</sup>, FERREIRA Victor<sup>2,e</sup> and TADEU António<sup>3,f</sup>

<sup>1</sup>University of Minho, Campus de Azurém, 4800-058 Guimarães, Portugal

<sup>2</sup>University of Aveiro, Campus Universitário de Santiago, 3810-193 Aveiro, Portugal

<sup>3</sup>University of Coimbra, Rua Luís Reis Santos - Pólo II da Universidade, 3030-788 Coimbra, Portugal

<sup>a</sup>sandracunha86@gmail.com, <sup>b</sup>a54222@alunos.uminho.pt, <sup>c</sup>aguiar@civil.uminho.pt, <sup>d</sup>f.pachecotorgal@gmail.com, <sup>e</sup>[victorf@ua.pt](mailto:victorf@ua.pt), <sup>f</sup>tadeu@dec.uc.pt

**Key-Words:** High temperatures, Mortars, Phase Change Materials, mechanical strengths and Adhesion.

**Abstract.** In a society increasingly concerned with sustainability and good construction practices, it becomes urgent to develop and study the behaviour of the materials when submitted to the unfavourable conditions. Mortars are extensively used in building. The mortars with incorporation of phase change materials (PCM) have the ability to regulate the temperature inside buildings, contributing to the thermal comfort and reduction the use of heating and cooling equipment, using only the energy supplied by the sun. Currently, it emerges the need to develop functional mortars that can contribute to the energy efficiency. However, it is important that they present a good behaviour when subjected to aggressive conditions, such as high temperatures. The main purpose of this study was the behaviour at high temperatures of mortars with PCM, based in different binders. The binders studied were aerial lime, hydraulic lime, gypsum and cement. For each type of binder, different mortars were developed with different content of PCM. The proportion of PCM studied was 0% and 40% of the mass of the sand. It was possible to observe that the exposure to high temperatures, generally leads to a decrease in the mechanical properties of the studied mortars.

### Introduction

Increasingly the society and the scientific community are concerned with good construction practices. Thus, it has been possible to achieve a more sustainable construction. Bearing this in mind it is important to understand the behaviour of the material in aggressive conditions.

Currently, Portugal has seen a growing interest on the fire security, supported by still relatively recent legislation. Fire is an action normally considered as accidental. However, the behaviour of materials when subjected to this action is extremely important. The exposure of the construction materials at high temperatures has a huge influence in their properties, since when subjected to this action they can present a very distinct behaviour compared with the normal conditions.

The scientific community has conducted studies in the framework of the reaction to fire. However, the study of the behaviour at high temperatures of mortars incorporating phase change materials is one of the main knowledge gaps. Therefore, the main objective of this work was the study of the high temperatures behaviour of mortars with PCM, based on different binders. Tests were performed with 12 different compositions at 3 different temperature ranges, evaluating the flexural strength, compression strength and adhesion.

## Phase Change Materials

Phase change materials possess the capability to alter its own state as function of the environmental temperature [1]. In other words, when the surrounding environmental temperature of PCM increases until the materials fusion point, it suffers a change from a solid state to a liquid state, absorbing and storing the heat energy from the environment. On the other hand when the temperature decreases until the PCM solidification point, the material alters from the liquid state to solid state, releasing the previously stored energy to the environment. This application could be made in coating mortars of buildings, with advantage in the passive regulation of internal temperature with increase of thermal inertia [2].

The PCM must be encapsulated, for its correct use, otherwise during the liquid phase there is a possibility that it moves from the original area of application. There are two main forms of encapsulation, macroencapsulation and microencapsulation. The macroencapsulation is based in the introduction of PCM into tubes, panels or other large containers. It is usually done in containers with more than 1 cm of diameter and presents a better compatibility with the material, improving the handling in construction [3]. The microencapsulation of phase change material consists on covering the material particles, with a material, usually a polymer, commonly known capsule, with dimensions between 1  $\mu\text{m}$  and 60  $\mu\text{m}$ . The polymer used could be polymethylmethacrylate, polyuria or polyurethane and should respond at some demands of operation, as high heat transfer. The microcapsules can be spherical or asymmetric and with variable shape. The advantage of this encapsulation process is the improvement of heat transfer, through its large surface area [3-4].

In 1983 emerged the first classification of substances used for thermal storage. These are classified as organic, inorganic and eutectic mixtures. Organic materials can be non-paraffinic or paraffinic. Usually, they have congruent phase changes without degradation. The inorganic materials are classified as hydrated salts and metals. The eutectic mixtures result from the combination of two or more compounds of organic and/or inorganic nature. By this way, it is possible to correspond to the need of more suitable transition temperatures for the demands [3,5].

The incorporation of PCM microcapsules in mortars brings social, economic and environmental benefits, demonstrating a significant contribution to a construction with a higher value of sustainability. The social benefits derive from the thermal comfort that increases inside the buildings. Nowadays, this is an important requirement and frequently demanded by buyers and potential sellers as an fundamental decision parameter. The increase of thermal comfort is achieved by the thermal capacity of the PCM, allowing store and release of energy, keeping the interior temperature sensibly constant, or at least with less variation. The environmental aspect concerns the fossil fuels depletion, given that this technology aims at maintaining constant temperatures inside the building, consequently leading to a decrease on air conditioning equipment usage. The economic benefit is related to the technology adequacy and implementation costs. These should be supported and easily amortized by the user. It may also be noted that the economic benefits of reduced energy consumption and lag times for lower demand, are evident and can be achieved with the use of PCM.

## Materials, compositions and fabrication

**Materials.** The selection of the materials took in account previous works. The influence of adding PCM in mortars for interior coating was developed. Mortars were based on the following binders: aerial lime, hydraulic lime, gypsum and cement. The aerial lime used has a purity of 90% and density of 2450  $\text{kg/m}^3$ . The gypsum used is a traditional one, with high fineness and density of 2740  $\text{kg/m}^3$ . The hydraulic lime was a natural lime (NHL5) with density of 2550  $\text{kg/m}^3$ . The cement used was a CEM II B-L 32.5N with density of 3030  $\text{kg/m}^3$ .

The PCM used is composed of a wall in melamine-formaldehyde and a core in paraffin with temperature transition of about 22.5  $^{\circ}\text{C}$  and enthalpy of 147.9  $\text{kJ/kg}$ . This PCM exhibits a transition temperature of 24  $^{\circ}\text{C}$  in the heating cycle and 21  $^{\circ}\text{C}$  in the cooling cycle. Granulometry tests were performed, using a laser particle size analyser, in order to determine the dimensions of PCM

microcapsules. It was possible to observe a particle size distribution between 5.8 and 339  $\mu\text{m}$  and an average particle size of 43.91  $\mu\text{m}$ .

The superplasticizer used was a polyacrylate, with a density of 1050  $\text{kg/m}^3$ . The sand used has an average particle size of 439,9  $\mu\text{m}$  and a density of 2600  $\text{kg/m}^3$ . Finally, the polyamide fibres were used with a length of 6 mm and a density of 1380  $\text{kg/m}^3$ .

**Compositions and fabrication.** In order to develop this study an experimental campaign was considered. Twelve compositions were studied with the main goal of characterizing their higher temperatures behaviour.

The mixture procedure and specimens preparation for the compression and flexural tests followed the standard EN 1015-11 [6]. For each composition, 3 prismatic specimens with 40x40x160  $\text{mm}^3$  were prepared. Regarding the adhesion tests, the mixture procedure and specimens preparation followed the standard EN 1015-12 [7]. For each studied composition 5 circular test areas with a diameter of 50 mm were prepared. After their preparation all the specimens were stored during 7 days in polyethylene bags and subsequently placed in the laboratory at regular room temperature (about 22°C) during 21 days.

The studied compositions are presented in Table 1. The used compositions have different contents of PCM and different binders. In order to overcome some of the problems related with the low flexural and compressive strength verified in the aerial lime based mortars with incorporation of microcapsules of PCM, it was decided to incorporate a higher content of binder.

Table 35: Mortars formulation ( $\text{kg/m}^3$ ).

Composition	Binder		Sand	PCM	SP	Fibers	Water/Binder
CA500-0PCM	Aerial Lime	500	1447.2	0	15	0	0.45
CA800-40PCM	Aerial Lime	800	451.2	180.5	24	0	0.34
CA800-40PCM-F	Aerial Lime	800	425.2	170.1	24	8	0.36
CH500-0PCM	Hydraulic lime	500	1351.1	0	15	0	0.54
CH500-40PCM	Hydraulic lime	500	571.6	228.6	15	0	0.62
CH500-40PCM-F	Hydraulic lime	500	567.2	226.9	15	5	0.62
C32.5N500-0PCM	CEM II B-L 32.5N	500	1418.8	0	15	0	0.55
C32.5N500-40PCM	CEM II B-L 32.5N	500	644.3	257.7	15	0	0.56
C32.5N500-40PCM-F	CEM II B-L 32.5N	500	622.2	248.8	15	5	0.59
G500-0PCM	Gypsum	500	1360.4	0	15	0	0.56
G500-40PCM	Gypsum	500	540.1	216.0	15	0	0.70
G500-40PCM-F	Gypsum	500	535.8	214.3	15	5	0.70

## Test results and discussion

In order to evaluate and compare the behaviour at high temperatures of mortars, adhesion and flexural and compressive tests were performed. The tests were performed submitting the specimens to elevated temperatures during 4 hours, with resource to an oven. Each composition was tested at three different temperatures ranges. The used temperatures were 20 °C (reference temperature), 200 °C and 600 °C.

**Flexural behaviour.** The flexural behaviour was determined based in the standard EN 1015-11 [6]. These tests were performed with load control at a speed of 50N/s.

According to the results (Figure 1) it was possible to verify a decrease in the flexural strength caused by the exposure to high temperatures.

Regarding the reference mortars (0% PCM) it was possible to verify that for a temperature of 200°C these did not exhibit a considerable decrease in the flexural strength with exception of the gypsum based mortars. However, for the analysis temperature of 600 °C it was possible to observe that the loss suffered in the flexural strength is more significant, in some cases, the total destruction of the specimens has been verified, therefore its resistance was considered null (Figure 2 and 3). This behaviour can be explained by the expansion and development of micro cracks in the mortar when subjected to high temperatures [8]. These micro cracks can also be caused by the internal high-pressure steam generated in the specimens when subjected to high temperatures and by the presence

of a thermal gradient between the outer and inner layers of the specimens [9]. The presence of micro cracks reduces the resistant cross section area, decreasing the flexural strength of the mortars [10].

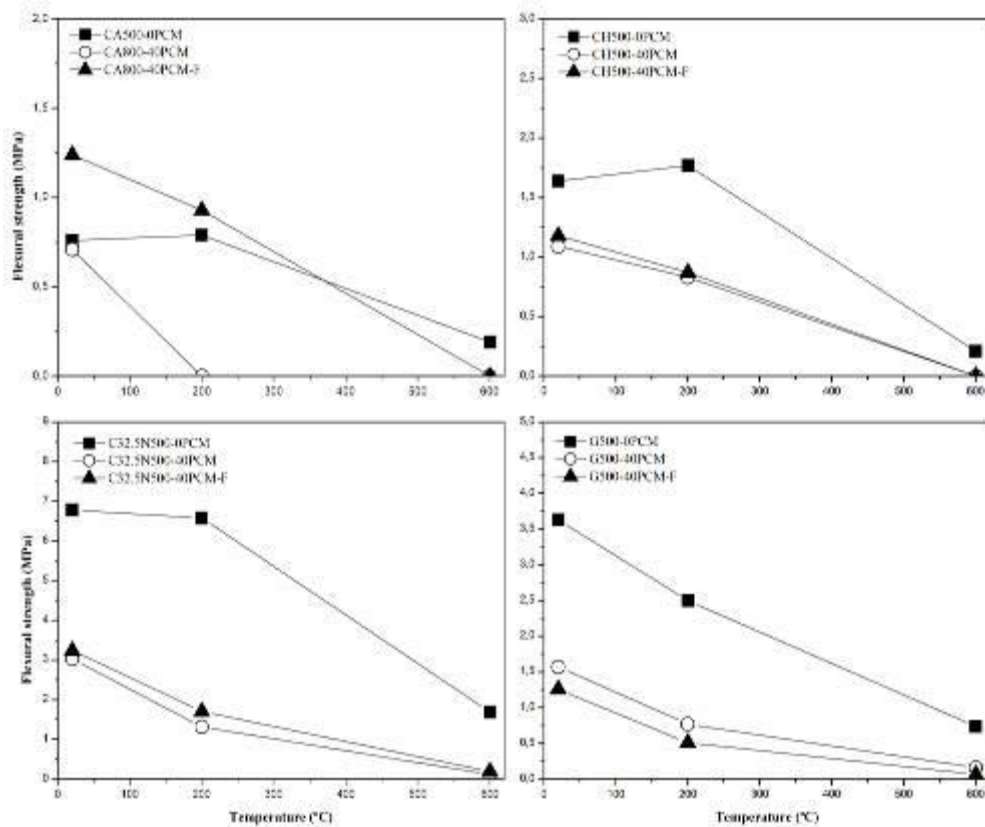


Figure 1: Flexural behaviour at high temperatures.



Figure 2: Specimens of aerial lime based mortars at 600°C: a) mortar with incorporation of 40% of PCM; b) mortar with incorporation of 40% of PCM and 1% of polyamide fibers.



Figure 3: Specimens of hydraulic lime based mortars at 600°C: a) mortar with incorporation of 40% of PCM; b) mortar with incorporation of 40% of PCM and 1% of polyamide fibers.

For the mortars with incorporation of 40% of PCM at 20 °C it was possible to observe a flexural strength lower than in the reference mortars (0% PCM). This decrease can be explained by the increased amount of water in the compositions with incorporation of PCM. Note that the increase of

water content in the mortars with the addition of PCM causes an increase in porosity which leads to a decrease in their strength. With the temperature increase the cracking phenomena occur as described for the reference mortars, however in this case the expansion coefficient of the material of the PCM wall (polymeric) is higher than the expansion coefficient of the binder paste,,increasing the tensions generated in the specimens [8].

The addition of fibers in mortars with PCM provides different effects in flexural strength taking into account the binder used. Thus, the mortars based on aerial lime, hydraulic lime and cement present an increase in the flexural strength compared with the mortars without addition of fibers. In contrast, for the gypsum based mortars the incorporation of fibers has a negative effect, showing a flexural strength lower than the mortars with PCM. It was found that the temperature increase leads to a decrease in flexural strength of mortars incorporating PCM fibers, this situation can be explained by the presence of higher water content and the higher expansion coefficients of the fibers (polymeric) compared with the binder paste expansion coefficients.

Figure 4 and Table 2 show the variation in flexural strength of the different mortars submitted to a temperature of 200 °C and 600 °C. These values were obtained by comparing the values of the mortars exposed to a temperature of about 20 °C. Thus, it was possible to verify that the most sensitive binder to high temperature is the aerial lime, because there was a total destruction of the specimens. The binder with better behaviour and consequently lower resistance losses was the cement.

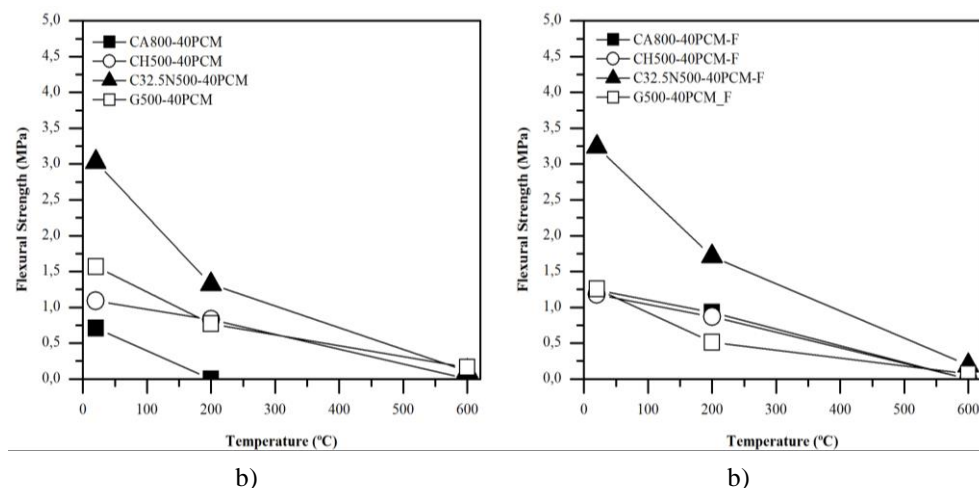


Figure 4: Flexural behaviour at high temperatures : a) Mortars with incorporation of 40% of PCM microcapsules; b) Mortars with incorporation of 40% of PCM microcapsules and 1% of polyamide fibers

Table 2: Variation of flexural strength at 200°C and 600°C

Composition	Binder	Variation of flexural strength at 200 °C [%]	Variation of flexural strength at 600 °C [%]
CA500-0PCM	Aerial Lime	4	-75
CA800-40PCM	Aerial Lime	-100	-100
CA800-40PCM-F	Aerial Lime	-25	-100
CH500-0PCM	Hydraulic lime	8	-87
CH500-40PCM	Hydraulic lime	-24	-100
CH500-40PCM-F	Hydraulic lime	-26	-100
C32.5N500-0PCM	CEM II B-L 32.5N	-3	-75
C32.5N500-40PCM	CEM II B-L 32.5N	-56	-96
C32.5N500-40PCM-F	CEM II B-L 32.5N	-47	-94
G500-0PCM	Gypsum	-31	-80
G500-40PCM	Gypsum	-51	-90
G500-40PCM-F	Gypsum	-60	-94

**Compressive behaviour.** The compressive behaviour was determined based in the standard EN 1015-11 [6]. Compressive tests were realized through the application of a load on the specimen with resource to a metallic piece, rigid enough to make the vertical load uniform. The specimens used for



the test were the half parts resulting from the flexural test. The compressive tests were performed with a load control at a speed of 150N/s.

According to Figure 5 it was possible to verify a decrease in the compression strength caused by the exposure to high temperatures.

The reference mortar based on aerial lime and based on hydraulic lime when exposed to a temperature of 200 °C showed an improvement in its compressive strength, however for a temperature of 600 °C the compressive strength decreases. To understand this increase, it is important to realize the curing process of these types of binders [10]. The curing process of aerial lime based mortars occurs in two distinct stages. First it is observe the evaporation of water and consequently a contraction of the volume of mortar. In the second stage there is a slow reaction of carbon dioxide with aerial lime, appearing the calcium carbonate that will increase the mechanical strength of the mortar. In mortars based on hydraulic lime the curing process takes place in two stages. First hydraulic lime has a rapid hydration reaction of its hydraulic compounds with water. In a second stage the mortars suffers carbonation. The carbonation reaction is slow as in the case of mortars based on aerial lime. Thus, the increased temperature accelerates the curing process, which allows for a temperature of 200 °C higher compressive strength. At temperature of 600 °C the compressive strength decreases, this situation can be explained by the expansion and appearance of micro cracks caused by the high temperatures.

Reference mortars based on gypsum and cement present a decrease in the compressive strength for a temperature of 200 °C. This is also related to its curing process. The microstructural changes in cement mortars occur due to the loss of water caused by the increase in the temperature that causes the appearance of microcracks [8-10]. Note that, for a temperature of 600 °C it is possible that occurs the dehydration processes of the binders, increasing more the loss of strength [8].

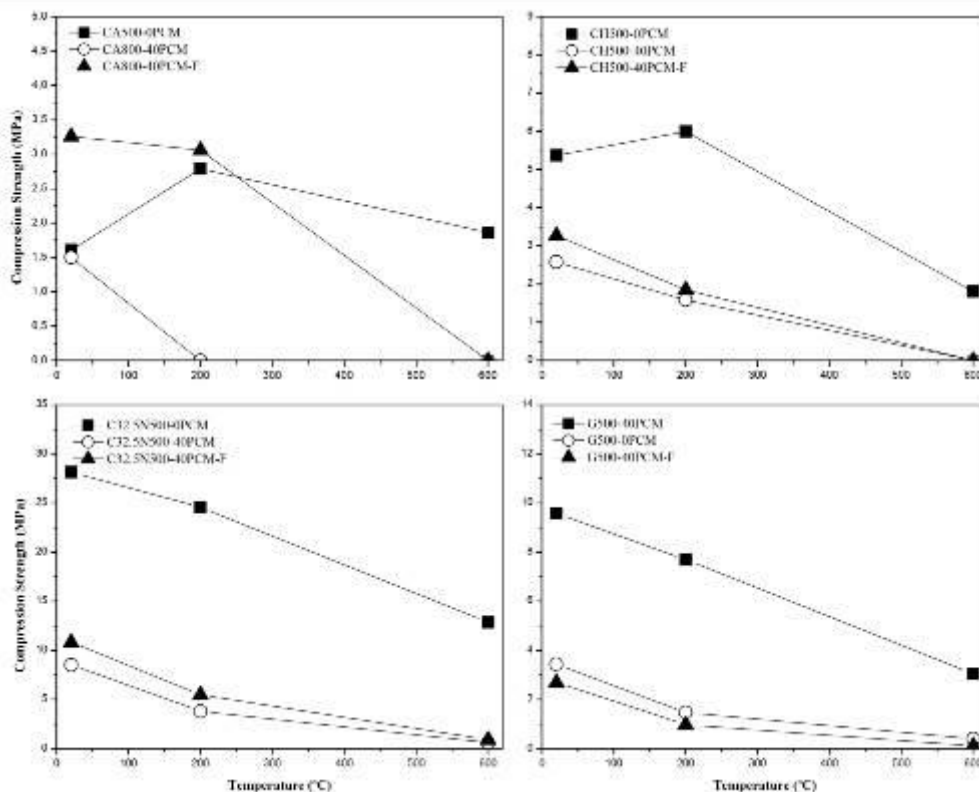


Figure 5: Compression behaviour at high temperatures.

In the mortars with incorporation of PCM microcapsules it was possible to verify that for a temperature of 20 °C the compressive strength is lower than the reference mortar. It was also verified that the compression strength decreases with increasing temperature. This situation can be justified again by the increase in the amount of water added to the mortar, which causes an increase in their porosity originating a decrease in its strength. The higher expansion coefficients of the

polymeric materials (PCM and fibres) can explain the higher strength decrease verified when these materials are presented into the mortars.

The addition of 1% of polyamide fibers in mortars with incorporation of PCM microcapsules provides a positive effect in the compressive strength.

Figure 6 and Table 3 shows the variation in the compressive strength of the different mortars submitted to a temperature of 200 °C and 600 °C. These values were obtained by comparing the values of the mortars exposed to a temperature of about 20 °C.

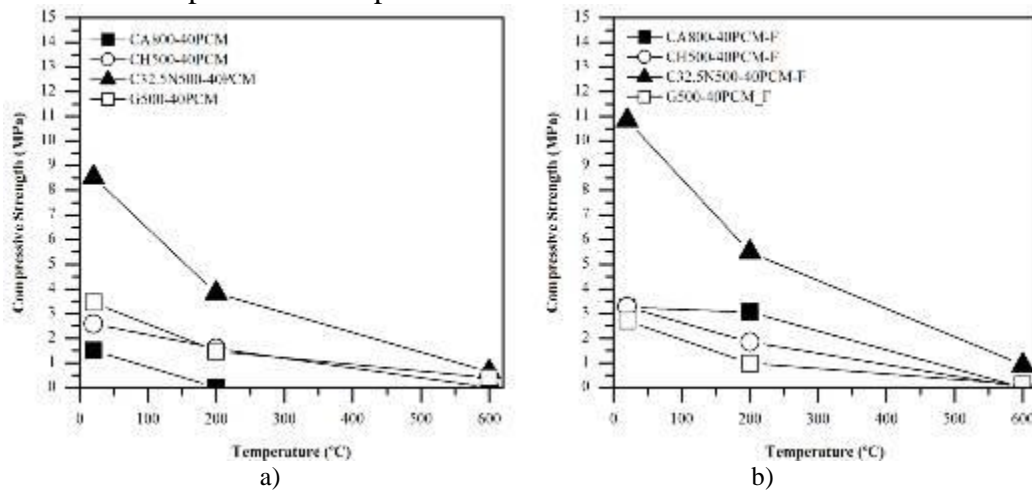


Figure 6: Compressive behaviour at high temperatures: a) Mortars with incorporation of 40% of PCM microcapsules; b) Mortars with incorporation of 40% of PCM microcapsules and 1% of polyamide fibers

Table 3: Variation of compressive strength at 200°C and 600°C

Composition	Binder	Variation of compressive strength at 200 °C [%]	Variation of compressive strength at 600 °C [%]
CA500-0PCM	Aerial Lime	73	16
CA800-40PCM	Aerial Lime	-100	-100
CA800-40PCM-F	Aerial Lime	-7	-100
CH500-0PCM	Hydraulic lime	12	-66
CH500-40PCM	Hydraulic lime	-38	-100
CH500-40PCM-F	Hydraulic lime	-43	-100
C32.5N500-0PCM	CEM II B-L 32.5N	-13	-54
C32.5N500-40PCM	CEM II B-L 32.5N	-55	-92
C32.5N500-40PCM-F	CEM II B-L 32.5N	-49	-92
G500-0PCM	Gypsum	-20	-68
G500-40PCM	Gypsum	-57	-88
G500-40PCM-F	Gypsum	-64	-96

In order to evaluate the influence of the high temperatures in the compression strength classification, the mortars were classified according to standard NP EN 998-1 [11].

According to Table 4 it was possible to observe that the aerial lime based mortars maintain the same strength class (CSII) while there was no variation in the strength class it has generally been observed a decrease in the compression strength with exposure to high temperatures.

Regarding to hydraulic lime based mortars (Table 5) it was possible to verify a class of resistance, CSIII, for reference mortar at 20 °C and 200 °C. The remaining compositions based on this binder present a resistance class lower (CSII).

Table 6 shows the classification according to compressive strength for cement based mortars. It was possible to observe that the reference mortars exposed to 20°C, 200°C and 600°C present the maximum classification (CSIV). The mortars with incorporation of PCM and PCM and fibers shows a classification CSIV for a temperature of 20°C, and a classification of CSIII e CSI for a temperature of 200°C and 600°C, respectively.

The gypsum based mortars (Table 7) are the most affected by the addition of PCM and fiber, since the reference mortar obtains a CSIV classification, while the remaining compositions obtained the classification of CSII and CSI.

**Adhesion.** The adhesion tests were performed based on the standard EN 1015-12 [7]. It was possible to estimate the adhesion of the mortars at 28 days, when applied to a ceramic substrate frequently used in the construction industry to perform masonry. The tests were performed only for the reference compositions (0% PCM) and those with incorporation of 40% of PCM and 1% of polyamide fibers, since the compositions with incorporation of 40% of PCM and without addition of fibers showed cracks in surface related to shrinkage, making impossible to perform these tests.

Table 4: Classification of aerial lime based mortars according to standard NP EN 998-1:2010.

Composition	Temperature [°C]	Compressive Strength [MPa]	Classification NP EN 998-1:2010
CA500-0PCM	20	1.61	CSII
CA500-0PCM	200	2.79	CSII
CA500-0PCM	600	1.86	CSII
CA800-40PCM	20	1.50	CSII
CA800-40PCM	200	0.00	-
CA800-40PCM	600	0.00	-
CA800-40PCM-F	20	3.26	CSII
CA800-40PCM-F	200	3.06	CSII
CA800-40PCM-F	600	0.00	-

Table 5: Classification of hydraulic lime based mortars according to standard NP EN 998-1:2010.

Composition	Temperature [°C]	Compressive Strength [MPa]	Classification NP EN 998-1:2010
CH500-0PCM	20	5.37	CSIII
CH500-0PCM	200	6.00	CSIII
CH500-0PCM	600	1.81	CSII
CH500-40PCM	20	2.58	CSII
CH500-40PCM	200	1.59	CSII
CH500-40PCM	600	0.00	-
CH500-40PCM-F	20	3.27	CSII
CH500-40PCM-F	200	1.85	CSII
CH500-40PCM-F	600	0.00	-

Table 6: Classification of cement based mortars according to standard NP EN 998-1:2010.

Composition	Temperature [°C]	Compressive Strength [MPa]	Classification NP EN 998-1:2010
C32.5N500-0PCM	20	28.14	CSIV
C32.5N500-0PCM	200	24.57	CSIV
C32.5N500-0PCM	600	12.87	CSIV
C32.5N500-40PCM	20	8.53	CSIV
C32.5N500-40PCM	200	3.83	CSIII
C32.5N500-40PCM	600	0.64	CSI
C32.5N500-40PCM-F	20	10.84	CSIV
C32.5N500-40PCM-F	200	5.49	CSIII
C32.5N500-40PCM-F	600	0.91	CSI

According to Figure 7 it was possible to observe that all the compositions exhibit the same behaviour. However, the obtained values are different for different binders and temperatures. Reference mortars (without PCM) showed higher values in the adhesion strength compared with the mortars with addition of 40% of PCM and 1% fibers, for any temperature. It was also observed that the increase in temperature causes a decrease in the adhesion strength. The temperature increase leads to an increase in the expansion of the constituent materials of the mortars, thereby increasing the tension at the interface substrate/mortar. With increased temperature, are generated simultaneous actions of increasing tension and evaporation of water, which reduces the adhesion of the mortar to the substrate.

For the temperature of 600 °C any adhesion strength value could be obtained because exposure of the mortars to this temperature leads to a very excessive degradation, making impossible to perform the test (Figures 8, 9 10 and 11).

Table 7: Classification of gypsum based mortars according to standard NP EN 998-1:2010.

Composition	Temperature [°C]	Compressive Strength [MPa]	Classification NP EN 998-1:2010
G500-0PCM	20	9.59	CSIV
G500-0PCM	200	7.70	CSIV
G500-0PCM	600	3.05	CSII
G500-40PCM	20	3.45	CSII
G500-40PCM	200	1.47	CSI
G500-40PCM	600	0.41	CSI
G500-40PCM-F	20	2.70	CSII
G500-40PCM-F	200	0.98	CSI
G500-40PCM-F	600	0.12	-

The aerial lime based mortars present a decrease of adhesion strength when subjected to a temperature of 200°C of about 25% for the reference mortar and a decrease of about 63% for the mortars with incorporation of 40% of PCM and 1% of fibres.

Regarding the hydraulic lime based mortars it was possible to observe a decrease in the adhesion strength of about 27% and 33%, for the reference mortars and for the mortars with incorporation of 40% of PCM and fibres, respectively, when exposed to a temperature of 200 °C.

For the cement based mortars it was possible to verify a decrease in the adhesion strength of about 9% for the mortars without incorporation of PCM and 32% for the mortars with incorporation of PCM microcapsules and fibres, when exposed to a temperature of 200 °C.

Finally, the gypsum based mortars without incorporation of PCM present a decrease of about 66% in the adhesion strength and a decrease of about 64% for the mortars with incorporation of 40% of PCM and 1% of fibres, when exposed to a temperature of 200 °C.

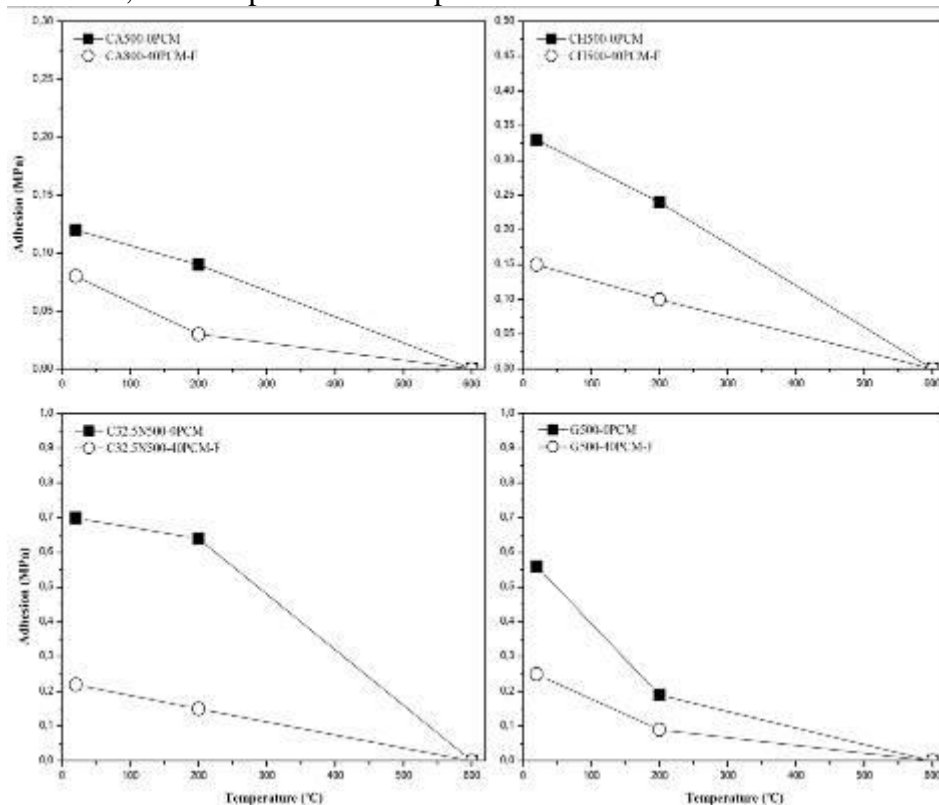


Figure 7: Adhesion behaviour at high temperatures.

According to Figure 10 it was possible to observe that for an exposure temperature of 200°C the better performance was presented by the cement based mortars. This result is coherent with the mechanical strengths results.

Table 8 shows the variation in the adhesion strength of the different mortars submitted to a temperature of 200 °C and 600 °C. These values were obtained by comparing the values of the mortars exposed to a temperature of about 20 °C. Thus, it was possible to verify that the binder with better behaviour and consequently lower resistance losses was the cement.



a) b)

Figure 8: Specimens of cement based mortars at 600°C: a) mortar with incorporation of 40% of PCM; b) mortar with incorporation of 40% of PCM and 1% of polyamide fibers.



a) b)

Figure 9: Specimens of gypsum based mortars at 600°C: a) mortar with incorporation of 40% of PCM; b) mortar with incorporation of 40% of PCM and 1% of polyamide fibers.



a) b)

Figure 9: Specimens of aerial lime based mortars at 600°C: a) mortar with incorporation of 40% of PCM; b) mortar with incorporation of 40% of PCM and 1% of polyamide fibers.



a) b)

Figure 9: Specimens of hydraulic lime based mortars at 600°C: a) mortar with incorporation of 40% of PCM; b) mortar with incorporation of 40% of PCM and 1% of polyamide fibers.

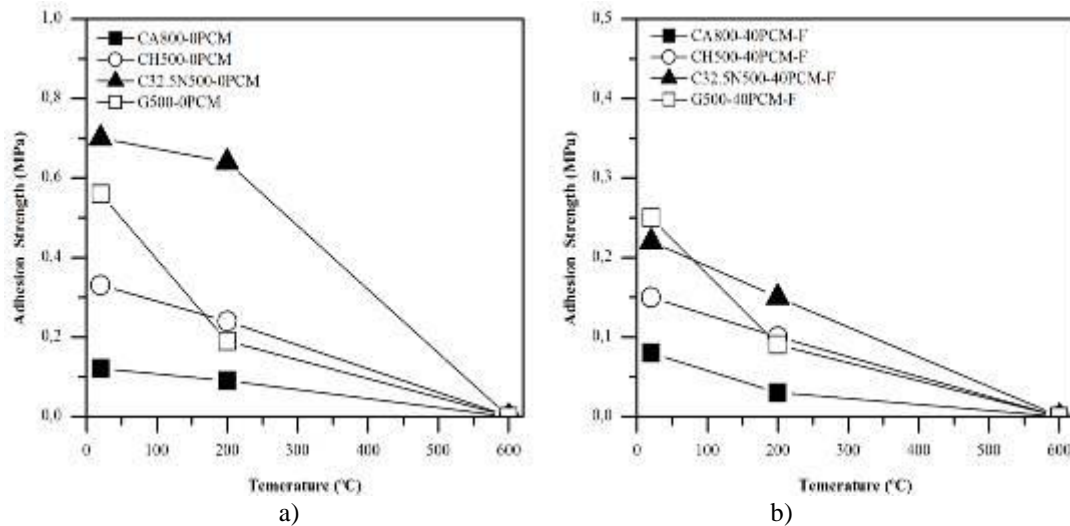


Figure 10: Adhesion behaviour at high temperatures: a) Mortars with incorporation of 40% of PCM microcapsules; b) Mortars with incorporation of 40% of PCM microcapsules and 1% of polyamide fibers

Table 8: Variation of adhesion strength at 200°C and 600°C

Composition	Binder	Variation of adhesion strength at 200 °C [%]	Variation of adhesion strength at 600 °C [%]
CA500-0PCM	Aerial Lime	-25	-100
CA800-40PCM	Aerial Lime	-63	-100
CA800-40PCM-F	Aerial Lime	-27	-100
CH500-0PCM	Hydraulic lime	-33	-100
CH500-40PCM	Hydraulic lime	-9	-100
CH500-40PCM-F	Hydraulic lime	-32	-100
C32.5N500-0PCM	CEM II B-L 32.5N	-66	-100
C32.5N500-40PCM	CEM II B-L 32.5N	-64	-100
C32.5N500-40PCM-F	CEM II B-L 32.5N	-25	-100
G500-0PCM	Gypsum	-63	-100
G500-40PCM	Gypsum	-27	-100
G500-40PCM-F	Gypsum	-33	-100

## Conclusion

Based on these results, it can be concluded that the exposure to high temperatures leads to some modifications in the mechanical properties of the studied mortars.

Globally it was observed that the addition of PCM microcapsules in mortars decreases the mechanical strength for all temperature ranges studied. On the other hand, the addition of fibres in the majority of cases improves the performance of mortars, with the exception of the gypsum based mortars.

The cement based mortars are the ones that have a lower sensitivity to high temperatures exposure, consequently presenting a better performance. Moreover, aerial lime based mortars showed a higher deterioration, presenting a sensitive behaviour to high temperatures.

## References

- [1] Y. Zhang, G. Zhou, K. Lin, K. Zhang and H. Di: Build Environ Vol. 42 (2007), p. 2197.
- [2] B. Zalba, J. Marín, L. Cabeza and H. Mehling: Appl Therm Eng Vol. 23 (2003), p. 251.
- [3] L. Cabeza, A. Castell, C. Barreneche, A. Gracia and A. Fernández: Renew Sustainable Energy Reviews Vol. 15 (2011), p. 1675.

- [4] V. Tyagi, S. Kaushik, S.Tyagi and T.Akiyama: *Renew Sustainable Energy Reviews* Vol. 15 (2011), p. 1373.
- [5] A. Sharma, V. Tyagi, C. Chen and D. Buddhi: *Renew Sustainable Energy Reviews* Vol. 13 (2009), p. 318.
- [6] European Committee for Standardization (CEN). EN 1015-11:1999. Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar (1999).
- [7] European Committee for Standardization (CEN). EN 1015-12:2000. Methods of test for mortar for masonry - Part 12: Determination of adhesive strength of hardened rendering and plastering mortars on substrates (2000).
- [8] M. Lion, F. Skoczylas, Z. Lafhaj, M. Sersar: *Cement and Concrete Research* Vol. 35 (2005), p. 1937.
- [9] S. Yazici, Í. Sezer, H. Sengül: *Construction and Building Materials*, Vol. 35 (2012), p. 97.
- [10] S. Aydin, B. Baradan: *Cement and Concrete Research* Vol. 37 (2007), p. 988.
- [11] Instituto Português da Qualidade (IPQ). NP EN 998-1:2013. Especificação de argamassas para alvenarias. Parte 1: Argamassas para rebocos interiores e exteriores (2013).

## Assessment of the thermal performance of plastering mortars within controlled test cells

KHERADMAND Mohammad <sup>1\*</sup>, AGUIAR Jose B. <sup>1</sup> and AZENHA Miguel <sup>2</sup>

<sup>1</sup>: C-TAC, Civil Engineering Department, School of Engineering, University of Minho  
4800-058 Guimarães, Portugal

<sup>2</sup>: ISISE, Civil Engineering Department, School of Engineering, University of Minho  
4800-058 Guimarães, Portugal

m.kheradmand@civil.uminho.pt, aguiar@civil.uminho.pt, miguel.azenha@civil.uminho.pt

**Keywords:** Phase Change Materials; Thermal energy storage; Thermal comfort; Plastering mortars.

**Abstract.** Phase Change Materials (PCM) can be incorporated into plastering mortars in order to improve their thermal properties by exploiting latent heat storage of PCMs. As a consequence, plastering mortars that incorporate PCMs can be applied advantageously to building façades/partitions for improved thermal comfort levels while reducing the overall energy consumption for heating/cooling.

The assessment of plastering mortars with Phase Change Materials (PCMs) is experimentally investigated in this paper, aiming to assess the effectiveness of the PCM into the mortar, here termed as single PCM plastering mortar (SPCMM).

In order to demonstrate the effectiveness of the PCM mortar concept, two experiments have been performed. Two small-scale cubic test cells have been constructed, with outer edge of 26 cm and inner edge of 20 cm. In regard to the outer lining of these two cells, the following applies: one of them was externally lined with conventional mortar (here termed as REFM); and another lined with single PCM plastering mortar. The cells were closed, placed inside climatic chambers and subjected to realistic temperature scenarios in South European countries, whereas the inner temperature was continuously recorded. It was shown that a smoother indoor temperature profile is obtained when PCMs are implemented. An improvement in human comfort can thus be anticipated.

### Introduction

The use of Phase Change Materials (PCMs) as thermal storage systems for buildings has been of interest since first application in the 1940s [1]. PCMs are suitable for assisting thermal control, because they store and release thermal energy during phase change process (melting and freezing processes). When the material is solidifying, it releases energy in the form of latent heat. Conversely, when the material melts, it absorbs thermal energy from its surroundings. This property of PCM is useful for temperature control in buildings. The storage of energy on behalf of a given PCM subject to a certain environmental condition strongly depends on its transition temperatures [2, 3].

The thermal energy storage property of PCMs is based on capability of the latent heat storage. For example, a given PCM can store eighteen times more energy than a regular masonry brick [4]. To reach the effective potential of the PCM for an extended period of the year it is important to adequately select its desirable enthalpy and transition temperatures.

Many numerical and experimental researches have been carried out in order to evaluate the incorporation of PCM into the building's material [5-7]. Several applications have been found



for PCMs as energy storage systems and coming from a variety of sources. Microencapsulated PCM has been incorporated into plastering mortars [8, 9], masonry walls [10], tiles [11], and plaster boards [12, 13].

In this paper the incorporation of microencapsulated PCMs in cement based plastering is presented and experimentally tested. An experimental campaign is settled for the assessment of this material and the results are compared to those obtained for conventional reference mortars, which are frequently used as interior coatings.

For that propose two test cells were built with distinct interior coating: (i) one with conventional building materials, here termed as test cell REFMM; (ii) another with incorporation of PCM in plastering mortar, here termed as test cell SPCMM. Both test cells were monitored when subjected to realistic temperature for heating and cooling test, with high temperature variation, in order to assess the effect of PCM incorporation.

The results obtained from the experimental works provide grounds for better understanding the phase change phenomena of PCM mortar for the modeling approaches.

The work strategy is structured into two main steps: (i) material characterization; (ii) setting up the test cells and evaluating them under a realistic temperature scenario.

## Experimental program

**Presentation and design of the test cells.** An experiment has been designed to analyze the response of test cells without and with PCMs towards heating/cooling processes. The experiment analysed the evolution of thermal waves at the center of test cells when subjected to known external temperature evolutions.

Figure 1 shows the experimental set-up. The test cells were hollow cubes, with an internal hollow volume of  $20 \times 20 \times 20 \text{ cm}^3$ , and whose walls are composed of (from the inside to the outside of the cube): a 0.5cm thick layer of mortar (REFMM or SPCMM); and a 3cm thick XPS layer (extruded polystyrene). One of the faces of the cube functioned as a removable lid to allow access to the inside of the cell (see Figure 1a). Each test cell was placed inside a controlled climatic chamber room with metallic interior walls. The sensors were connected to an automatic data logger. The scheme of the test setup is shown in Figure 1b.

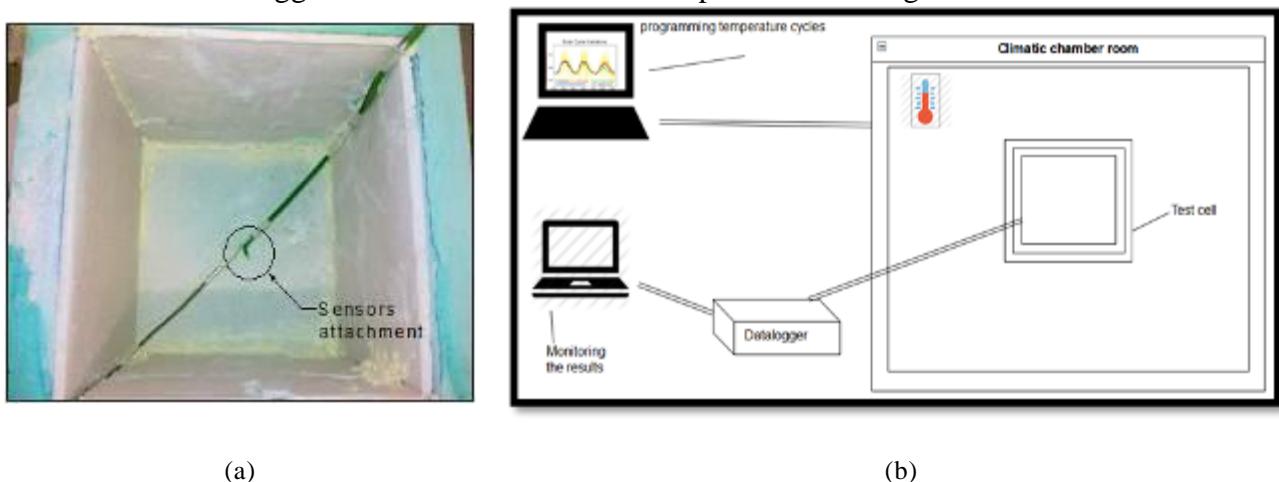


Figure 1- Simple experimental set-up designed to evaluate the heating/cooling behaviour in small scale test cells with and without PCMs: (a) Photo of sensor arrangement inside box, (b) test set-up.

**Properties of the materials used.** The materials used for the construction of the test cells were: SPCMM, REFMM, and XPS.

The main thermo-physical properties of the materials used in both test cells, REFMM and SPCMM, are synthesized on **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**, where the corresponding test method for mortars are shown tests are EN 1015 [14] and EN 1745 [15].

Table 1 - Thermo-physical properties of the materials used in REFEM and SPCMM test cells.

Thermo-physical properties	Ab.	Units	XPS	REFEM	SPCMM	Test method	
						XPS	Mortar
Density	$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	33	2176.3	1360.3	Manuf. V	EN 1015 [14]
Specific heat	$c_p$	[kJ/(kg K)]	1.4	1.0	1.0	Manuf. V	EN 1745 [15]
Thermal conductivity	$\lambda$	[W/m K]	0.04	0.4	0.2	Manuf. V	Heat flow meter apparatus
Latent heat	<b>L</b>	[kJ/kg]	-	-	24.35	-	DSC test

Manuf. V corresponds to the provided values by the supplier [16].

**Calorimetric analysis of mortars.** Different experimental techniques (Figure 2) have been used for the characterization of plastering mortars with PCM incorporation. Thermal behavior of PCMs, phase change temperature and specific enthalpy for the phase change, have been evaluated with Differential Scanning Calorimetry (DSC, NETZSCH, 200F3), using standard aluminum 40  $\mu$ l crucibles. The determinations of temperatures and latent heats of the solidification and melting processes have been established at scanning speeds of 0.1°C/min both in cooling and heating. One test has been performed for each sample and the crucible has undergone three complete cycles of cooling/heating. The results of the cycles within the same sample were found to be reproducible with practical superposition of respective curves and results. The solidification and the melting processes have been registered for temperatures within 5°C to 40°C.

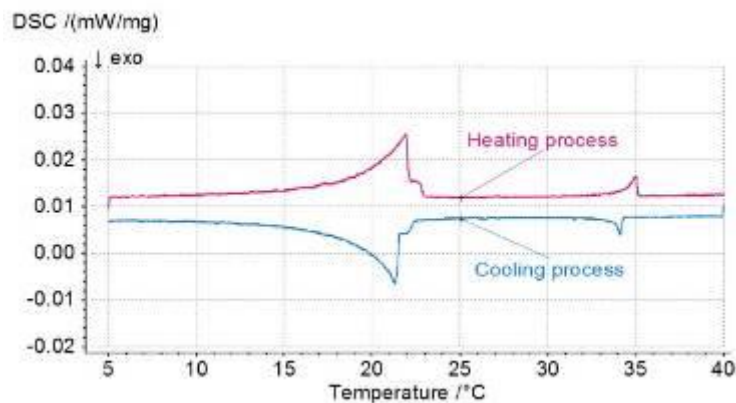


Figure 2- DSC thermograph for the mortar incorporated with PCM (SPCMM).

As can be seen in Figure 2(a) the melting process takes place within the range interval from 5°C to 40°C with a maximum temperature of 21.5°C. The average value of the melting latent heat is 24.36 kJ/kg and 24.34 kJ/kg for cooling process obtained. The differences observed between the average values of both latent heats are considered normal, due to the nature of the process.

**Characterization of the test cells.** To characterize the test cells, the transversal heat transfer from one vertical wall of the test cell to the environment is calculated. The considered wall is located in the left of the box and it is assumed that the temperature of the surface of the wall is uniform and there is no heat loss through the transverse plane.

The cross-sectional composition of the walls of the test cell is not a typical one in building envelopes. In fact, the target in this case is to have a small-sized test cell, with relatively thin walls, which would however have a thermal transmittance ( $U \approx 1\text{W/m}^2\text{K}$ ) lower than the maximum limit

according to Portuguese regulations for vertical elements (of  $U = 1.45 \text{ W/m}^2\text{K}$ ) [17], thus having a reasonably similar thermal behavior to actual building envelopes. The inner plastering mortar under test should have a feasible and realistic size and thus a 0.5 cm thickness was selected. In order to assure the desired transmittance, and the material characteristics (conductivity of  $\lambda = 0.04 \text{ W/m K}$  [18]), the necessary thickness of polystyrene insulation was of 3 cm. Calculation of U-value for vertical element:

$$R_T = R_{si} + \frac{\lambda_1}{d_1} + \dots + \frac{\lambda_n}{d_n} + R_{se} \quad (1)$$

$$U = \frac{1}{R_T} \quad (2)$$

Where:

$d$ = is the thickness of the material layer in the component (m);

$\lambda$ = is the design thermal conductivity of the material (W/m K);

$R_T$ =thermal resistance of homogeneous layer ( $\text{m}^2\cdot\text{K}/\text{W}$ );

$U$ =thermal transmittance ( $\text{W}/\text{m}^2\cdot\text{K}$ );

$R_{si}$ = air film resistance of internal surface ( $\text{m}^2\text{K}/\text{W}$ );

$R_{se}$ = air film resistance of external surface ( $\text{m}^2\text{K}/\text{W}$ ).

The air film resistance of internal surface should be considered as 0.13 ( $\text{m}^2\text{K}/\text{W}$ ) in regard to the horizontal direction of heat flow according to ref. [19]. Also, the value of 0.04 ( $\text{m}^2\text{k}/\text{W}$ ) should be considered for the air film resistance of external surface.

The schematic section view of a vertical wall of the test cell depicted in Figure 3. Such section comprises (from the inside to the outside of the box): a plaster mortar (REFM or SPCMM); and a XPS layer. The total thermal resistance and U values were calculated by using the resistance in series model as:

For the REFM test cell:

$$R_{T(REFM)} = 0.13 + \frac{0.04}{0.03} + \frac{0.4}{0.005} + 0.04 = 0.933 (\text{m}^2\text{K}/\text{W}), U_{REFM} = \frac{1}{R_T} = 1.072 (\text{W}/\text{m}^2\text{K})$$

For the SPCMM test cell:

$$R_{T(SPCMM)} = 0.13 + \frac{0.04}{0.03} + \frac{0.2}{0.005} + 0.04 = 0.945 (\text{m}^2\text{K}/\text{W}), U_{SPCMM} = \frac{1}{R_T} = 1.058 (\text{W}/\text{m}^2\text{K})$$

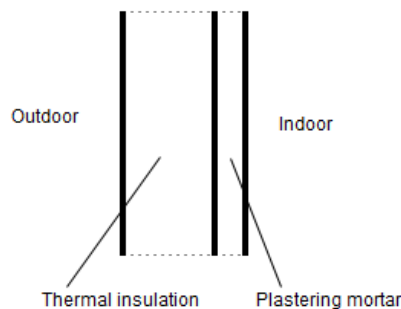


Figure 3- Schema of the wall of the test cell.

**Test methodology.** Each prototype test cell was placed inside a controlled climatic chamber with metallic interior walls and volume of  $100 \times 100 \times 100 \text{ cm}^3$ , thus enabling enough clearance

space between the outer limits of the test cell and the inner limits of the climatic chamber. The temperature cycles inside the climatic chamber were programmed to match the sol–air temperature corresponding to the surface temperature of a vertical wall facing south, which is considered to be the most unfavorable situation for summer time in Portugal (as well as other South-Western

European regions). Sol–air temperature ( $T_{sol-air}$ ) was predicted according to the following equation [8]:

$$T_{sol-air} = T_{air} + \alpha I_g R_{se} \quad (3)$$

$T_{air}$  is the exterior temperature ( $^{\circ}\text{C}$ );  $\alpha$  the absorption coefficient of the surface;  $I_g$  the global solar radiation ( $\text{W}/\text{m}^2$ ); and  $R_{se}$  the external surface resistance ( $(\text{m}^2\text{K})/\text{W}$ ). The values of exterior temperature ( $T_{air}$ ) and global solar radiation ( $I_g$ ) were considered regarding average hourly values recorded for a normal day of summer in northern Portugal (Guimarães), as shown in Figure 4. An absorption coefficient  $\alpha=0.6$  was considered [8]. The value of external surface resistance was adopted as  $R_{se}=0.04((\text{m}^2\text{K})/\text{W})$  in accordance to the recommendations of ISO 6946 [19]. As a result of the application of the sol–air temperature model, a 24h cycle, with maximum sol–air temperatures of  $44^{\circ}\text{C}$  and minimum of  $10^{\circ}\text{C}$  for the summer was obtained as shown in Figure 4.

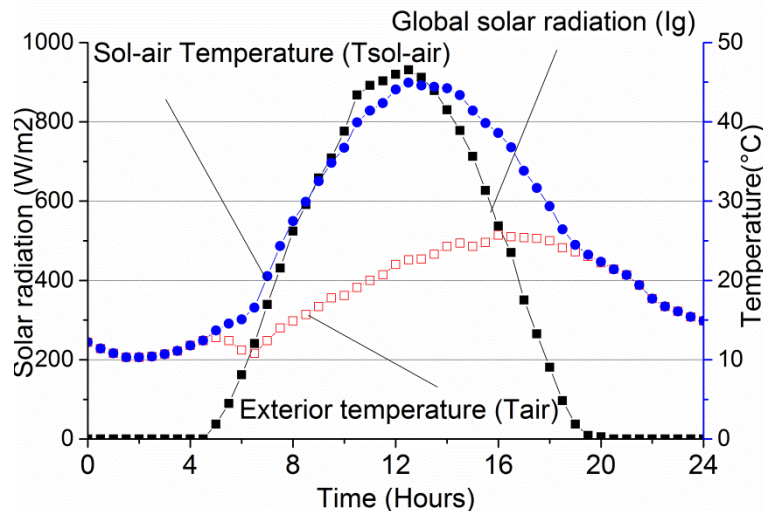


Figure 4- Exterior temperature, solar radiation and sol–air temperature of a summer day in Guimaraes, Portugal.

A total of two experiments were conducted by submitting the two test cells (REFM and SPCMM) to the summer environmental conditions, with each experiment lasting 72 h (3 cycles of 24h), because of the necessity of having a full undisturbed cycle (the middle one). The third cycle was intended to confirm that the second is already equal to the third. The climatic chamber in which the test was conducted also allowed the control of internal relative humidity, which was set to the constant value of  $\text{RH}=50\%$  throughout all the performed experiments. In regard to temperature monitoring, the use of PT100 probes allowed the temperature measurement with a very good precision for this application ( $\pm 0.01^{\circ}\text{C}$ ). The PT100 were positioned at several locations within the controlled test cells (center and mortar layer), with the final intention of monitoring internal temperature variations and temperature profile variations along the linings. All sensors were connected to an automatic data logger system, with a minimum acquisition rate of 1 measurement per each 30 seconds of testing during the whole period of experiment.

## Results and discussion

The registered temperatures at the center of both test cells are plotted in Figure 5. Several differences between the temperatures in the REFM test cell and the SPCMM test cell are observed. The maximum recorded temperature in the SPCMM test cell is  $2.9^{\circ}\text{C}$  lower than for the REFM test cell, demonstrating at laboratory scale the energy storage potentials of PCMs. The cooling process is

smoother for the test cell with PCMs. Peak temperatures are reached with 1.23 hours delay in the SPCMM test cell, when compared to the REFM test cell, indicating that the stored energy is released. The minimum temperature in the PCM treated test cell is 4.5°C higher than in the REFM test cell.

When ambient temperature decreases (cooling process), the PCMs release energy at a controlled rate maintaining higher temperatures in the test cell with PCM (SPCMM) in comparison to the test cell without PCMs. Overall, the incorporation of PCM in to the plastering mortars leads to the enhancement of the test cell thermal inertia. The overall observations for this warm day scenario are similar to those reported by Romero-Sánchez for test cells with light wallboards containing PCM [20] under similar environmental conditions: the incorporation of PCM leads to a reduction of peak temperatures and an increase in minimum temperatures. In a full scale building this process could lead to an increase of indoor comfort and a consequent reduction of energy demands for heating/cooling.

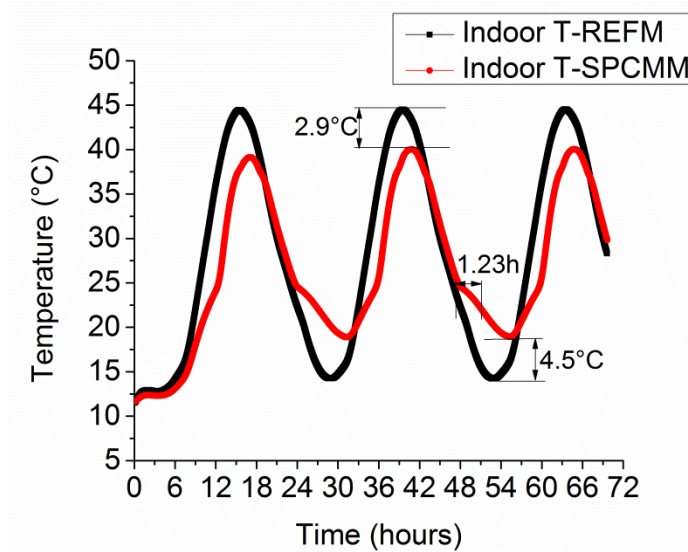


Figure 5- Temperature measurement during a typical summer day.

## Conclusions

The research reported in this paper aimed main objectives: (i) to characterize a plastering mortar with incorporating PCM as a construction materials, to be used in inner wall surfaces in order to increase thermal comfort inside buildings; (ii) to use laboratory scale experimental test setups based test cells with and without PCM, for assessing thermal behavior of the plastering mortars when submitted to daily temperature cycles.

The results of the test cell experiments allowed the observation of the effectiveness of the test setup to highlight the added value of PCM's in the inner temperature of the cell. In fact, the typical PCM benefits were observed: lagging the temperature evolution inside the test cell and reducing the temperature amplitude. The data obtained from these experiments can be used for validation of numerical simulation models, which can in turn be used for virtual testing of real-scale applications. Further experiments are planned with distinct PCM materials and combination of more than one type of PCM in the plastering mortar in order to assess potential added benefits.

## Acknowledgment

The authors would like to acknowledge the financial support of the FCT in the frame of the project with reference number of PTDC/ECM/102154/2008.

## References

- [1] Paris J, Falardeau M, Vileneuve C, Thermal storage by latent heat: A viable option for energy conservation in buildings, *Energy Sources*, 15 (1993) 85-93.
- [2] Soares N, Costa J.J, Gaspar A.R, Santos P, Review of passive PCM latent heat thermal energy storage systems towards buildings' energy efficiency, *Energy and Buildings*, 59 (2013) 82–103.
- [3] Zhao C, Zhang G, Review on microencapsulated phase change materials (MEPCMs): Fabrication, characterization and applications, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 15 (2011) 3813–3832.
- [4] Melhing H, Cabeza L, Heat and Cold Storage with PCM, An Up to Date Introduction into Basics and Applications, in: Dieter Mewes (Ed.), Berlin, Germany., 2008.
- [5] Cabeza L, Castell A, Barreneche C, de Gracia A, Fernández A, Materials used as PCM in thermal energy storage in buildings: A review, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 15 (3) (2011) 1675–1695.
- [6] Baetens A, Petter J.B, Gustavsen A, Phase change materials for building applications: A state-of-the-art review, *Energy and Buildings*, 42 (9) (2010) 1361–1368.
- [7] Waqas A, Zia U. D, Phase change material (PCM) storage for free cooling of buildings—A review, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 18 (2013) 607-625.
- [8] Vaz Sá A, Azenha M, de Sousa H, S. A, Thermal enhancement of plastering mortars with Phase Change Materials: Experimental and numerical approach, *Energy and Buildings*, 49 (2012) 16-27.
- [9] Kheradmand M, Aguiar J. L, Azenha M, Estimation of the specific enthalpy-temperature functions for plastering mortars containing hybrid mixes of phase change materials *International Journal of Energy and Environmental Engineering*, (2013).
- [10] Silva T, Vicente R, Soares R, Ferreira V, Experimental testing and numerical modeling of masonry wall solution with PCM incorporation: A passive construction solution, *Energy and Buildings*, 49 (2012) 235–245.
- [11] Zhang Y.P, Lin K, Yang R, Di H, Jiang Y, Preparation, thermal performance and application of shape-stabilized PCM in energy efficient buildings, *Energy and Buildings*, 38 (2006) 1262–1269.
- [12] Gowreesunker B, Tassou S, Effectiveness of CFD simulation for the performance prediction of phase change building boards in the thermal environment control of indoor spaces, *Building and Environment*, 59 (2013) 612-625.
- [13] Gowreesunker B, Effectiveness of CFD simulation for the performance prediction of phase change building boards in the thermal environment control of indoor spaces, *Building and Environment*, 59 (2012) 612-625.
- [14] EN1015, E. Standard (CEN) (Ed.), *Methods of Test for Mortar for Masonry in*, 2006.

- [15] E. 1745, masonry and masonry products Methods for determining design thermal values, in, CEN, 2002.
- [16] Fibran, FIBRAN-xps product in, 2013.
- [17] RCCTE, Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios (RCCTE), in, 2006.
- [18] ISO-10456, Building Materials and Products – Hygrothermal Properties – Tabulated Design Values and Procedures for Determining Declared and Design Thermal Values, in, 2007.
- [19] ISO6946, building components and building elements-Thermal resistance and thermal transmittance- Calculation method, in, 2007.
- [20] Romero-Sánchez M.D, Guillem-López C, López-Buendía A.M, Stamatiadou M, Mandilaras I, Katsourinis D, Founti M, Treatment of natural stones with Phase Change Materials: Experiments and computational approaches, Applied Thermal Engineering, 48 (2012) 136-143.

---

## **Sessão Especial 3: Construção em Terra**

---





## **Introdução de novas tecnologias na construção tradicional em terra e bambu e a sua aplicação na arquitectura contemporânea de Oaxaca, Mexico**

CAEIRO, João Boto<sup>1, a</sup>, CAPURSO, Fulvio<sup>2, b</sup>

<sup>1</sup>Privada Frederico Ortiz Armengol, 202-1, 68040 Resolana \_ Reforma, Oaxaca, México

<sup>2</sup> Calle, Isla de Flores, nº1728, CP.11219 \_ Montevideo, Uruguay

<sup>a</sup> caeirojoao@gmail.com, <sup>b</sup> elfulvio@gmail.com

**Palavras-chave:** Construção tradicional e contemporânea, terra, bambu, processos de transferência de tecnologia, inovações tecnológicas, autoprodução de componentes.

**Resumo.** Considerando que a população mundial cresce bruscamente e que os recursos naturais estão em risco de sucumbir face à necessidade e/ou exploração humana, urge encontrar soluções viáveis para o futuro.

No estado de Oaxaca, localizado no sul do México, a utilização de técnicas de construção vernáculas é ainda uma prática recorrente, principalmente nas zonas rurais. Contudo, a tendência global de substituição e, em alguns casos, a total perda das técnicas de construção tradicional a favor dos produtos industriais, tem levado à diminuição da qualidade de vida de muitas comunidades, criando edifícios desadaptados ao clima, cultura e contexto rural. Apesar da permanência da autoconstrução, já quase não existe autoprodução de componentes, ou seja, tudo passa a ser comprado, provocando-se um grande desequilíbrio na economia e na cultura das comunidades.

Esta situação aliada ao êxodo rural e à falta de perspectivas para o futuro no campo, levou também à criação de várias iniciativas que procuram recuperar tradições construtivas em terra e bambu, introduzindo algumas inovações tecnológicas com visão ecológica e contemporânea. São aplicadas melhorias tecnológicas adaptadas às novas realidades de vida, que buscam dignificar e prestigiar os materiais referidos, criando novas dinâmicas sociais e económicas.

O presente artigo pretende demonstrar as potencialidades dos materiais naturais na arquitectura contemporânea, dando como exemplo duas obras emblemáticas a diferentes escalas: a reconstrução do edifício histórico Casa Allende (sec.XVI) e a construção do Sport City Oaxaca (5000m<sup>2</sup>), onde se aliam materiais como o bambu e o aço, o betão e o adobe, a pedra e o tijolo de burro. A apresentação de projectos sociais em comunidades indígenas impulsionou todo este forte movimento atual em Oaxaca, onde arquitectos, estudantes, engenheiros, académicos, camponeses e curiosos aprendem e partilham conhecimento.

Entre outros projectos de transferência de conhecimento, são desenvolvidas novas conexões em estruturas de bambu e soluções para reforços horizontais em muros de adobe - o resultado de uma combinação entre conhecimento artesanal e milenar com o académico e industrial. A construção de bons exemplos de arquitectura leva a uma mudança de mentalidades e serve de exemplo para futuras construções.

### **Introdução**

A sobre população e o esgotamento de recursos naturais são problemas iminentes nos próximos anos. Considera-se um aumento de 20% da população em menos de 50 anos e, tendo em conta que 95% deste crescimento se produz em países do terceiro mundo, onde grande parte da população vive em condições que não se deveriam considerar como casa, é urgente encontrar soluções práticas para a diminuição da precaridade humana. A ocorrência de desastres naturais como os sismos,

grande parte deles coincidentes com os países de terceiro mundo, e a falência de ajudas humanitárias eficientes, continuam a vitimizar famílias deixando-as em risco de vida e condições de habitação precárias.

No estado de Oaxaca no México, grande parte da população vive em edifícios construídos com materiais naturais, muitos deles ainda desenvolvidos em sistemas de autoconstrução. O correcto manejo de materiais como a terra, a pedra, a madeira, ou bambu, permitiram a construção de abrigos seguros durante milhares de anos. No entanto, estes têm vindo a ser progressivamente substituídos por materiais industriais, cada vez mais de fácil acesso, criando edifícios desadaptados e que em nada beneficiam a comunidade local. O dinheiro vai para as cidades, tudo é comprado; a cultura construtiva vai-se perdendo deixando o património em risco. Tanto pela falta de manutenção que resulta desta perda de conhecimento como o desprestígio evocado e cultivado por meios de comunicação e políticas esmagadoras apoiadas por lobbies da construção.

O presente trabalho pretende levantar questões relativas à ecologia e à sustentabilidade social, a respeito da construção com adobe e bambu na região do estado de Oaxaca no México. Procura encontrar soluções para a falta de capacitação de profissionais por parte de universidades e governos. Isto toca um ponto importante onde se confundem egos com capacidades; considerar que um arquitecto poderia ensinar a construir seria à primeira vista um paradoxo para a sua carreira, pois que estaria aumentando a concorrência, contribuindo para uma situação de arquitectura sem autor, pela qual a profissão deixaria de ser necessária. Por muitos milénios foi a forma de construção mais recorrente, em que a transferência de tecnologias e saberes resulta de gerações de avós para pais, de pais para filhos, numa constante aprendizagem através da experiência e das necessidades de cada lugar, gerando uma riqueza de formas, soluções e técnicas que lhe conferem uma particularidade única, ao contrário das arquitecturas menos humanizadas dos dias de hoje. Para que a situação melhore é urgente a capacitação real e prática da população.

Os projetos desenvolvidos em Oaxaca demonstram a capacidade de criação de engenharias sociais num âmbito comprometido pelos dogmas e paradigmas não inocentes em relação aos interesses financeiros e a conspirações do mercado da construção. São experimentações que conjugam a prática com a teoria académica, considerando o trabalho manual frequentemente esquecido na nossa formação, de vital importância para o entendimento de um material ou de uma técnica de construção. Se aspira destarte a formas de projectar mais ajustadas à realidade e fora da borbulha intelectual das grandes cidades. Em simultâneo alcança-se partilhar os conhecimentos e aprender com os habitantes das comunidades onde se intervém.

## **O contexto de Oaxaca**

O estado de Oaxaca, localizado no sul do México, tem uma tradição ancestral de construção em terra, que pode ser observada ainda hoje em numerosos edifícios, tanto no mundo urbano como no rural. Uma grande parte de tais tradições permaneceram devido à sua aplicação vernácula, principalmente em comunidades isoladas, onde a autoconstrução ainda é uma prática comum. Estas técnicas são o resultado de uma fusão entre a civilização pré-hispânica e a espanhola, que impôs seus costumes depois da colonização, no século XVI. [1]

Os materiais naturais utilizados com técnicas tradicionais tornaram possível a construção de igrejas, templos, casas ou escolas, criando espaços totalmente adaptados às condições locais, respeitando o clima, a cultura, os recursos naturais e, no caso de Oaxaca, a segurança estrutural necessária para uma zona sísmica. Estão presentes técnicas como o *bahareque*, tijolo de burro de terra cozida, taipa [Fig.1] e *blá* ou *muro a la negra* [Fig.2], uma técnica construtiva tradicional Zapoteca. Sendo o adobe [Fig.3] a mais utilizada. O junco também foi utilizado para a construção de telhados ou paredes, e bambu em armazéns e pequenas estruturas em zonas da costa. [2]



1. Tapia, Vales Centrais\_ Oaxaca 2. Blá, Serra Sul\_ Oaxaca 3. Adobe, Mixteca Baja\_ Oaxaca [autor]

## Terra e Bambu

A terra tem muitas potencialidades como material de construção, e cada dia mais, pela suas implicações ecológicas, humanas e económicas. É um material inofensivo, totalmente e infinitamente reciclável, fácil de obter e praticamente sem custos, porque pode ser obtido localmente e, se for necessário, podem-se melhorar as suas características com materiais que respeitam a terra e não comprometem as suas propriedades. Em termos de eficiência, as espessas paredes de terra têm óptimas qualidades térmicas e acústicas, são ignífugas e naturalmente transpiráveis, propriedade que evita condensações, quando devidamente projectado.

O bambu é um material de construção emergente no mundo e, no caso do México, tem grandes potencialidades na criação de uma produção sustentável em grande e pequena escala. As características são muito sedutoras: cresce incrivelmente rápido (algumas espécies até 1m por dia), tem boas propriedades de resistência físico-mecânica e um baixo custo energético de produção, além disso defende e melhora a qualidade dos solos e absorve 40 vezes mais CO<sub>2</sub> do que um bosque de árvores considerando a paridade de superfície cultivada. [3]

Devido à sua capacidade estrutural, o bambu pode ser uma alternativa viável face a outros elementos industriais: os seus valores de resistência a tração, flexão e compressão são superiores à maioria das madeiras, do concreto e comparáveis com o aço, tendo em conta a relação resistência/peso. A sua secção cilíndrica permite soluções construtivas sísmo-resistentes, económicas e de mais rápida montagem comprando com outros materiais. Por outro lado, a sua utilização é muito apreciada pela sua flexibilidade e a sua valência estética. Até hoje, em diferentes partes do mundo foi construída uma grande variedade de tipologias construtivas, como pontes, casas, escolas, museus, monumentos e diversas estruturas para eventos efémeros.

## Perda de conhecimento

A atual oferta de materiais industriais, aliada ao êxodo para as cidades, tem provocado uma rejeição e esquecimento da utilização dos materiais e das técnicas vernaculares no seio da cultura construtiva, sendo este tipo de construções vistas como pobres, insalubres e inseguras. Um facto que apenas deriva da falta de conhecimento e de divulgação. É cada vez mais comum encontrar construções ou reconstruções onde se aliam materiais de maneira incompatível com a terra; e por outro lado, verifica-se o abandono e a degradação progressiva das estruturas vernaculares antigas. [4]

Esta situação é bastante preocupante em dois sentidos.

- Leva ao empobrecimento das comunidades que acabam por comprar produtos para a construção prefabricados, pondo em causa tradições e economias locais, e provocando falta de perspectiva de futuro para o mundo rural. Considerando que, a construção de uma casa para uma família é o maior investimento da sua vida, as escolhas que se fazem sobre os materiais ou técnicas, podem realmente ajudar na melhoria da qualidade de vida.

- A falta de recursos e a ignorância fazem com que a maioria dos edifícios construídos seja realizada com misturas incompatíveis de técnicas e materiais, frágeis e de fraca qualidade, reforçando o preconceito associado aos materiais naturais. Sendo exemplo de má prática o uso do cimento nos rebocos em paredes de terra, que desta forma deixam de respirar, rompendo-se assim o natural equilíbrio entre a humidade interna e externa. Este facto leva à acumulação de água no interior das paredes, que acabam por degradar-se internamente, levando em vários casos ao colapso total da construção, pondo em grave risco a segurança de pessoas e bens, como no caso de Santa Fé no norte do País. Outro erro recorrente de projecto e construção, prevê a introdução de estruturas verticais de betão armado em edifícios de terra que cortam as ligações entre as paredes portantes, desvinculando a estrutura portante dos muros. No caso de Oaxaca, uma zona de grande atividade sísmica, este factor torna-se ainda mais pertinente. A desvinculação dos saberes intuitivos de gerações anteriores em busca de estéticas contemporâneas “modistas”, resulta muitas vezes na incorrecta aplicação de sistemas construtivos, provocando insegurança errónea perante estes sistemas.

### **Aprender com o passado – busca de alternativas viáveis**

Torna-se necessário recuperar o conhecimento perdido e capacitar os autoconstrutores que já não sabem como construir com os seus próprios recursos. Isto é possível só através duma transferência de conhecimento bilateral entre cidade e aldeia, que se pode explicitar de variadas formas. Conferências, seminários, workshops e cursos de capacitação prática (em que cada um pode aportar a própria experiência) resultam fundamentais para arquitectos, serventes, estudantes e aldeãos, para que a sabedoria local ligada a construção “*a regola d’arte*” seja integrada e valorizada pela cultura académica, e ao mesmo tempo a realidade rural de auto construtores absorva de maneira correcta o *know how* ligado aos novos materiais.

Com a autoconstrução assistida, as economias locais podem alcançar outra força pela troca de tarefas e trabalhos. Todavia é necessário um aumento de consciência para desenvolver e partilhar formas de vida, realidades e sonhos. O mundo urbano tem um grande papel nesta mudança porque representa uma referência de ascensão social pelo camponês. Sendo mais preciso, a cidade tem muito mais a aprender do que a ensinar.

Procura-se a revitalização das técnicas tradicionais e a introdução de novas tecnologias; sem rejeitar os avanços tecnológicos, tendo em conta os câmbios radicais que um uso exagerado e não apropriado dos mesmos pode implicar na cultura e na sociedade local, tanto no campo como na cidade.

### **Autoprodução de componentes**

A problemática vai então ainda mais longe do que apenas a autoconstrução com materiais locais. Se pretende fomentar um conhecimento vivo e actual, de modo que as intervenções possam perdurar no tempo, proporcionando a revitalização do património e a construção de novos edifícios que sejam de referência para as novas gerações, num sentido de futuro e criação de perspectivas e não um olhar paternalista do passado.

Para a tal a autoprodução de componentes é um elemento decisivo no desenvolvimento deste processo. Produzir elementos construtivos de boa qualidade *in situ*, a partir da assemblagem de materiais e produtos de construção de baixo custo e facilmente disponíveis em todo o território, apresenta numerosas vantagens. *In primis* melhora as prestações dos edifícios, em termos de cultura, durabilidade, resistência aos sismos e conforto interno. Por outro lado alimenta as economias locais e enriquece a cultura construtiva do lugar, estimulando a criatividade dos autoconstrutores.

A experimentação leva a criação de protótipos, em que resulta determinante a cooperação entre diferentes realidades: académica através do conhecimento científico e, rural através do conhecimento empírico. As intuições precisam ser testadas e corroboradas. Resulta necessária uma mudança de paradigma para unir esforços e desenvolver avanços dos sistemas de construção com materiais naturais.

Os laboratórios de investigação das universidades representam um lugar privilegiado para os testes dos componentes, que assim ganham valor científico e reconhecimento na sociedade e no mundo profissional, não perpetuando é possível patentear em *Copyleft* [5] tutelando-os assim de eventuais especuladores comerciais, permitindo a aplicação livre da tecnologia aplicada. Os aldeãos aportam ao processo de definição dos protótipos os seus conhecimentos práticos, verificando-se assim a efectividade e viabilidade da produção local e a aceitação da tecnologia desenvolvida por parte dos autoonstrutores e trabalhadores das comunidades.

### **Desenvolvimento e transferência Tecnológica**

O presente artigo pretende demonstrar as potencialidades dos materiais naturais na arquitectura contemporânea, dando como exemplo duas obras emblemáticas a diferentes escalas: a reconstrução do edifício histórico Casa Allende (sec.XVI) e a construção do Sport City Oaxaca (5000m<sup>2</sup>), onde se aliam materiais como o bambu e o aço, o betão e o adobe, a pedra e o tijolo de burro. Deparam-se com paradigmas e lobbies político-económicos que, de forma não inocente, dificultam a introdução destas tecnologias. A apresentação de projectos sociais em comunidades indígenas impulsionou todo este forte movimento atual em Oaxaca, envolvendo arquitectos, estudantes, engenheiros, académicos, camponeses e curiosos que aprendem e partilham experiências e conhecimento.

### **Casa Allende**

Consiste na reconstrução de um edifício do século XVI catalogado por el Instituto Nacional de Antropologia y Historia do México, composto por 3 Lofts em torno de um pátio central com quarto de banho próprio, 1 local comercial e um Quarto independente na açoteia. É uma casa estilo colonial com sistemas construtivos vernáculos em estrutura de adobe com despante de pedra [Fig. 4 e 5].

Os materiais utilizados procuram respeitar as práticas tradicionais locais e o contexto em que se inserem. Tal como referido anteriormente, o ladrilho e o adobe eram e são ainda materiais de grande qualidade, tanto pelo seu valor funcional como estético. Permitem um enquadramento dos edifícios ao seu lugar e, de acordo com a forma como se utilizam, podem igualmente ser aplicados como materiais contemporâneos. Neste ponto é importante referir que o uso de materiais artesanais de comunidades vizinhas permite a obra transcender o plano de projecto e decisões técnicas, pois através de projectos urbanos é possível reativar economias locais em vez de importar material de outros estados e manter o monopólio das grandes empresas de construção. Desde o projecto os arquitectos têm uma responsabilidade e palavra a dizer, criando a sustentabilidade social e arquitectónica que se poderá afirmar “cultura”.



4. e 5. Interior Casa Allende, Vales Centrais \_Oaxaca [autor]

## SportCityOaxaca

O projecto dos arquitectos João Boto Caeiro, Fulvio Capurso e Juan José Santibañez para as instalações da sucursal de ginásios Sport City, na cidade de Oaxaca, surge neste artigo como obra de referência de adobe e bambu, conjugando saberes de aldeias e tecnologias da cidade [Fig. 6 e 7].

Realizado no ano de 2013 é composto por 37 mil adobes (30 x50 cm), 125 mil tijolos de burro, 27 mil telhas de meia cana, 500 colmos de bambu e mais de 700m<sup>3</sup> de fundações de pedra lavrada e emparelhada de modo tradicional. O edifício foi uma obra gigante de artesanato, que uniu esforços de diferentes áreas para criar um sistema de construção que permitiu construir dentro dos padrões de segurança e funcionalidade desta grande companhia de desporto.



6. e 7. Sport City Oaxaca, Vales Centrais \_Oaxaca [Fidel Ugarte]

**Laje cerâmica.** Trata-se da melhoria de uma laje que encontra amplo uso nos edifícios históricos de Oaxaca, constituída por elementos cerâmicos apoiados sobre vigas lígneas [Fig.8], superiormente conectados por meio de uma capa de concreto armado com malha electro soldada [fig.9], coberta por uma capa de tijolos de burro [fig.10]. Variando a disposição dos elementos cerâmicos melhora-se a aderência entre cerâmica e concreto, e através de elementos metálicos (ganchos fixados inferiormente às vigas e superiormente a malha electro soldada) aumenta-se a rigidez da laje. Este pequeno pormenor faz com que as vigas trabalhem como parte integrante da laje e permite uma redução da espessura da capa superior de concreto.

Esta solução construtiva foi utilizada recentemente na reconstrução da Casa Allende e do edifício Sport City Oaxaca, onde a transferência de tecnologia da aldeia para a cidade foi fundamental para uma correcta realização da obra. Os maestros de obra, provenientes da aldeia, ainda conservam a tradição dos antigos construtores, aportando à obra pormenores sobre a exacta humidade e tempo com que colocar os elementos cerâmicos, bem como a maneira de dispô-los em cima das vigas. Sobre a humidade é de referir que de acordo com os antepassados se deve deixar os tijolos de burro 24 horas dentro de água para garantir que chegue ao “coração” da peça. Outro conselho pertinente é a realização da laje de um só momento, colocando as três capas de uma assentada, convertendo-a em um elemento único.

Como acabado de laje foi aplicado uma impermeabilização natural à base de água com alumbre (1.4kg por 20 litros) e sabão (1kg por 20 litros) aplicado em 4 capas de cada solução [Fig.11]. Este processo permite que a laje possa “respirar” dotando-a de maior durabilidade e conferindo ao “habitar” maior qualidade de vida.

### Protótipos de bambu.

**A) Conexão ajustável.** Conexão longitudinal aplicada entre um bambu e outro elemento estrutural (fundações, vigas, traves, pilares tanto em elementos de betão ou de madeira), nasce como evolução da conexão proposta por Simon Veléz [Fig.12] [3] . A utilização de varão roscado, em vez do varão nervurado para betão, aumenta a tolerância dimensional do elemento estrutural porque permite um ajuste da vara de bambu de alguns centímetros (através da regulação de 2 porcas), melhorando assim as prestações de toda a estrutura, além de facilitar a montagem dos elementos em bambu. Esta Solução surge da dificuldade de conseguir mão de obra especializada em bambu na

região de Oaxaca. Para baixar o custo da conexão, o elemento de topo e terminação do bambu é obtido pela sobreposição de 3 roldanas de diâmetro decrescente, fixadas com o simples aperto da primeira porca [Fig.12 e 13].



8. Primeira Capa \_ vigas com tijolo de burro 9. Segunda Capa betão armado com malha electrosoldada



10. Terceira capa tijolo de burro [autor] 11. Impermeabilização natural [Luis Fernando Guerreiro Baca]



12. Conexão Simon Velez 13. Prototipo de conexão 14. Aplicação em obra, Sport city Oaxaca [autor]

**B) Vigas reforçadas.** A investigação sobre uma alternativa sustentável da laje em concreto armado não aligeirada, atualmente muito difundida no México e em toda América Latina, levou ao estudo de elementos estruturais horizontais de suporte de cargas a partir da simples vara de bambu. Roostudio em conjunto com engenheiros de Kaltia desenvolveram diferentes componentes, utilizando varão roscado, tubos e soleras metálicos [Fig.15], sucessivamente comparados por custo, tempo de realização e resistência (através da aplicação de cargas verticais e medição da deflexão). Adoptaram-se duas medidas standard de comprimento das vigas (3m e 6m), escolhidas a partir das medidas comerciais de venda e transporte do material e para poder comparar os valores experimentais das componentes realizadas. Do resultado desta investigação obteve-se uma sistema construtivo chamado Bambulosa que conjuga vigas compostas por elementos lineares de bambu com reforço de soleira de metal fixada mecanicamente com parafuso e contra porca, distribuídos a cada 80cm, com a laje cerâmica anteriormente referida [Fig.16]. Utilizando um contraplacado de 16mm como primeira capa, o betão armado com a malha electro soldada unidos com os parafusos que atravessam a primeira capa e as vigas, e por último a capa de tijolo de burro. Igualmente impermeabilizada com processos naturais.



A disposição geométrica das peças é realizada procurando a maior eficiência mecânica para otimizar o material e baixar os custos. Nas vigas, a vara de bambu suporta a compressão e o aço fica em tensão. Os elementos que constituem o sistema são dispostas de tal forma que o bambu é pré-comprimido pelo aço, gerando uma curvatura inicial que desaparece ou torna-se muito pequena quando o elemento é submetido a cargas que a laje transmite.

A disposição dos vários elementos constituem um sistema mecânico com falha dúctil antes de quebrar-se. Os apoios são desenhados para não transmitir cargas por meio de mecanismos em que haja esforço cortante.



15. Prototipo de viga 16. Aplicação em obra, San Pedro Apostol [autor]

## Conclusões

Estamos em um momento de propor uma intervenção social direta a um desenvolvimento harmonioso e sustentável com valores consistentes. Nos países em vias de desenvolvimento este problema torna-se mais preocupante, dado que muitas vezes copiam os valores e estéticas Ocidentais na busca de um status desatualizado e que necessita de ser repensado.

É inegável que os governos, organizações internacionais, acadêmicos, voluntários e arquitectos têm um papel de liderança e intervenção à escala global. A necessidade da criação de engenharia social para apresentar soluções rápidas e eficientes é eminente.

A união entre o estudo académico e a intuição vernácula resulta num processo muito enriquecedor para diferentes mundos e tem um valor incalculável de aprendizagem. A prática de campo em situações reais é muitas vezes esquecida na nossa formação, contudo é de vital importância para a compreensão de um material ou técnica de construção. Para tal temos de sair da borbulha intelectual das grandes cidades e voltar a aprender as nossas origens, surgindo assim uma vertente alternativa de educação e questionamento de paradigmas.

Apesar de todos os sistemas construtivos anteriormente referidos de relevância académica e científica, consideramos que questionar a academia e a ciência é necessário, recorrendo a exemplos mais humanos herdados dos antepassados, que através da experiência e erro chegaram a grandes saberes, que de mente aberta devemos considerar na sua factualidade e resultados, antes de negar o seu valor por pressas, egos e necessidades vagas de querer fazer “diferente pelo diferente”.

“Somos el futuro de los abuelos y el pasado de nuestros nietos”

## Referências

- [1] CAEIRO, João G. Boto M., GUERRERO, Luis, “Revitalizació de la Tradición Constructiva en Tierra y Bambú en Comunidades Rurales y Urbanas de Oaxaca, México” , X Congreso Internacional de Arquitectura en Tierra, Tradición e Innovación, X CiaTTI 2013, Cuenca de Campos, Valladolid, España
- [2] GUERRERO, L. - Arquitectura de tierra en Mexico. UAM-Azcapotzalco, Mexico D.F., 1994.

- [3] CAEIRO, João G. Boto M., “Construção em Bambú” , Universidade Técnica de Lisboa, Faculdade de Arquitectura, Lisboa, 2010, pp.5 e pp.
- [4] GUERRERO ARTIGO HERITAGE AT RISK 2006
- [5] <http://creativecommons.org>



## Argamassas de terra e cal reforçadas com fibras naturais

EIRES Rute<sup>1, a</sup>, CARDOSO César<sup>1, b</sup> e CAMÕES Aires<sup>1, c</sup>

<sup>1</sup>Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Campus de Azurém, Guimarães, Portugal

<sup>a</sup>rute@civil.uminho.pt, <sup>b</sup>d4661@civil.uminho.pt, <sup>c</sup>aires@civil.uminho.pt

**Palavras-chave:** Argamassas de reboco, argamassas de terra e cal, fibras naturais

**Resumo.** As principais vantagens do uso da terra e cal em argamassas de reboco podem ser resumidas a: promoção de um melhor controlo da humidade relativa do ar, resultando num ambiente interior mais saudável; vantagens económicas e ambientais, pelo reduzido consumo de cal que conduz a uma menor energia incorporada, sendo o custo também menor; e a estética, que por si só permite a obtenção de cores e texturas bastante interessantes. O presente trabalho de investigação foi desenvolvido com o principal objetivo de melhorar as características básicas das argamassas de reboco de terra e cal, em especial para contrariar o efeito de retração de argilas no sentido de evitar a sua fissuração. Para o efeito estudou-se uma argamassa padrão feita de terra e cal, sem a adição de fibras e a incorporação de vários tipos de fibras na argamassa padrão. Foi testada a adição de fibras naturais (banana, coco, sisal) e, a fim de comparar os resultados, foi também testada a incorporação de fibras sintéticas (polipropileno). Devido à grande variedade de tipos e quantidades de argila presentes na terra, com comportamentos distintos, foram realizados testes expeditos de modo a quantificar e caracterizar a argila presente no solo utilizado. Para avaliar o desempenho das fibras incorporadas nas argamassas foram realizados testes laboratoriais para obter as propriedades mais relevantes: trabalhabilidade; comportamento mecânico; comportamento à água; e suscetibilidade à fissuração.

### Introdução

Em consequência da crescente procura de uma arquitetura sustentável, o interesse pela construção em terra, bem como pelas argamassas à base de terra e cal têm crescido. Por isso, estas argamassas têm vindo a ser estudadas tendo em vista à sua utilização na reabilitação de edifícios antigos e na construção de edifícios novos, como por exemplo em paredes em terra crua [1,2] ou em paredes construídas com fardos de palha [3].

As principais vantagens da utilização deste tipo de argamassas são: i) maior compatibilidade com materiais antigos do que as argamassas à base de cimento [1]; ii) menor consumo energético durante o fabrico dos constituintes da argamassa [3]; iii) e maior salubridade no interior dos edifícios à semelhança do verificado na construção em terra [4].

Uma argamassa de terra consiste numa mistura de terra crua com granulação fina e água. A coesão deste tipo de argamassas deve-se essencialmente à fração de argila presente na argamassa, mas também aos aditivos, fibras e material de enchimento, adicionados à argamassa para melhorar ou reforçar as suas características. Recomenda-se que as argamassas de terra sejam produzidas com adições adequadas, como por exemplo areia, palha triturada ou outras plantas à base de materiais fibrosos, podendo ainda ser adicionados outros materiais para melhorar as suas características, como a cal, gesso, pozolanas naturais, cimento, resinas, biopolímeros, etc [5]. Os materiais adicionados devem ser selecionados de modo que as características da argamassa final cumpram determinados requisitos específicos como, por exemplo, os estabelecidos pelo documento *Lehmbau Regeln*, documento da Associação Alemã para a Construção em Terra, que estabelece regras para a construção em terra [5].

As características da argamassa de terra dependem essencialmente da força de ligação do solo utilizado, adesão proporcionada sobretudo pela quantidade e tipo de argila existente no solo. A variedade de minerais argilosos presentes no solo influencia diretamente as propriedades do solo e, conseqüentemente, das argamassas obtidas. Estes minerais levam a diferentes níveis de retenção de água, plasticidade, dispersão e expansibilidade do solo. É recomendado o uso de uma terra de construção que não seja muito pobre em argila, livre de pedras e com dimensões de grãos inferiores a 5 mm [5].

A cal pode ser adicionada aos solos ricos em argila uma vez que possibilita um aumento da resistência e conseqüentemente da durabilidade [6]. Contudo, como a quantidade de argila reativa nos solos pode variar consideravelmente, não é possível prescrever uma mistura universal apropriada. Holmes e Wingate sugerem um conteúdo ótimo de 10% de argila, e uma proporção de cal entre 3% e 10%. Advertem, no entanto, que para proporções inferiores a 5% a resistência à compressão pode ser reduzida em vez de aumentar [2].

Relativamente à utilização de cal em pasta ou em pó, num estudo sobre as aplicações em obra de argamassas de cal, em pasta e em pó, os respetivos ensaios laboratoriais não apresentaram diferenças significativas nas resistências à compressão e na capilaridade das argamassas [7]. Contudo, a cal em pasta apresenta algumas vantagens: i) é um ligante que não perde qualidade com o armazenamento, comparativamente com a cal aérea em pó, porque a presença da água reduz o processo de carbonatação; ii) melhora a trabalhabilidade das argamassas; iii) e reduz o aparecimento de fissuras das mesmas [7].

A utilização das fibras está sobretudo associada à possibilidade de mitigação da fissuração. Contudo, existem muitos tipos de fibras, com diferentes propriedades, o que afeta o modo como estas interagem com a argila e a cal [2].

O objetivo deste estudo é propor uma solução possível para reboco de paredes em terra ou mesmo para uma construção tradicional de alvenaria de tijolo furado, recorrendo a argamassas à base de terra e cal com adição de fibras naturais (de sisal, banana e coco), e avaliar as suas principais características comparativamente à não utilização de fibras ou à utilização de fibras sintéticas de polipropileno. Para tal, foram realizados diversos ensaios laboratoriais, apresentando-se neste artigo: os requisitos que este tipo de argamassas deverá cumprir; os materiais selecionados; as misturas testadas; a metodologia adotada; e os resultados obtidos com a respetiva análise.

### Requisitos para argamassas à base de terra e cal

No sentido de se obterem valores típicos para as propriedades essenciais das argamassas de revestimento realizou-se uma pesquisa, tendo-se encontrado as seguintes recomendações.

No documento *Lehmbau Regeln* é mencionado que o valor mínimo de resistência à compressão deveria ser  $\geq 1,5$  MPa, correspondendo à categoria CSII (resistência à compressão entre 1,5 a 5,0 N/mm<sup>2</sup> de acordo com a norma europeia EN 998-1) [5].

Minke & Ziegert citam outros documentos para argamassas de revestimento, cujos requisitos se apresentam na Tabela 1 [8].

Tabela 1: Requisitos mínimos para resistência à compressão de argamassas de argila segundo a sua [8]

Tipo de uso	Resistência à compressão [MPa]	Tensão de aderência [MPa]
Espaços secundários	$\geq 0,50$	-
Revestimento de superfícies em espaços uteis de uso geral	$\geq 1,00$	$\geq 0,03$
Como base para reboco final, pintura ou papel de parede	$\geq 1,50$	$\geq 0,03$

Para argamassas de substituição ou de renovação, Veiga refere alguns valores para características mecânicas e não-mecânicas, para a maioria das paredes de alvenaria irregular, com base em experiência adquirida (ver Tabela 2) [9]. Neste caso o requisito para a resistência à compressão enquadra-se na classe CSI definida na norma europeia EN 998-1 [9].

Tabela 2: Requisitos mínimos para diferentes propriedades [9]

	Resistência à flexão [MPa]	Resistência à compressão [MPa]	Tensão de aderência [MPa]	Coefficiente de capilaridade, C [kg/m <sup>2</sup> .min <sup>0.5</sup> ]
Reboco para exteriores ou interiores	0,2–0,7	0,4–2,5	0,1–0,3 ou rotura coesiva pelo reboco	1 ≤ C ≤ 1,5

## Materiais selecionados e misturas testadas

**Materiais selecionados.** O solo utilizado foi recolhido na região centro de Portugal (perto da Figueira da Foz) e antes da sua utilização foi moído manualmente, sendo retirados por peneiração os grãos de maior dimensão. Para caracterização do solo foram efetuadas análises granulométricas, sedimentares, e a verificação do tipo de argila presente no solo.

Foi utilizada uma areia comercial, natural rolada, de tamanho médio de granulometria (0,063 mm - 4 mm de acordo com a norma portuguesa NP EN 933-1 [10]). A adição da areia teve como principal objetivo diminuir a retração elevada, uma vez que o solo tem uma grande quantidade de finos (argila e silte), cerca de 39% em massa, conforme se pode constatar por observação da Figura 1.

Através do teste de sedimentação simples da amostra fina, verificou-se que cerca de 47% é argila e 53% é silte. No sentido de confirmar o tipo de argilas presentes no solo recolhido foi realizado o teste de "Emerson", descrito por Houben & Guillaud [6]. O tipo de argila provável contida no solo argiloso será a ilite e/ou montemorilonite.

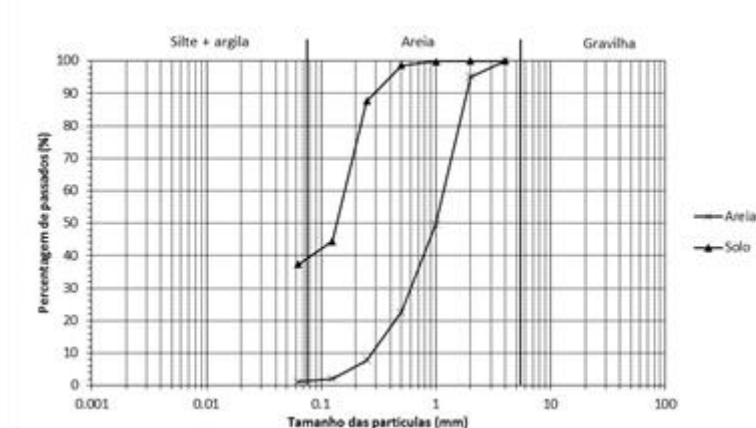


Figura 1: Granulometria da areia e solo usados

O ligante utilizado foi cal aérea em pasta de uma empresa portuguesa (Fradical), classificada como ligante natural, CL90 de acordo com a norma europeia EN 459-1, classificada como cálcica de cor branca e uma massa volúmica de 1300 kg/m<sup>3</sup> [11].

As fibras naturais utilizadas (sisal, banana e de coco) são oriundas do Brasil, sendo classificadas como fibras naturais, orgânicas, de origem vegetal. As fibras de sisal são provenientes da folha do sisal, as fibras de coco são provenientes do fruto de uma planta designada por coqueiro e as fibras de banana têm proveniência do caule da bananeira. Estas fibras foram cortadas num comprimento de aproximadamente 20 mm. Todavia, devido ao modo como as fibras de coco se apresentam, emaranhadas, foi mais difícil de garantir o comprimento desejado. As fibras de polipropileno utilizadas em estudo provêm de uma empresa portuguesa (Vimaplás) [13].

As propriedades físicas e mecânicas são apresentadas nas Tabelas 3 e 4 respetivamente.

**Misturas testadas.** As argamassas foram preparadas utilizando-se o traço em volume 1:1,5:3 (cal: solo: areia) com adição de 0,24% de fibras (em relação à massa da mistura seca). A quantidade de água utilizada foi determinada com a preparação de misturas prévias até se obter uma consistência de aproximadamente 150 mm (teste de espalhamento, ver Tabela 5).

As misturas foram desenvolvidas com o objetivo de manter a relação água/ligante o mais baixa possível, no sentido de melhorar o desempenho do reboco, e considerando que a cal em pasta

utilizada contém uma percentagem de água próxima dos 57% (percentagem obtida por secagem da pasta a 100°C).

Tabela 3: Propriedades físicas [12,13,14]

Fibra	Diâmetro [ $\mu\text{m}$ ]	Massa específica [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]	Massa linear (Tex) [g/km]	Absorção de água após 5 min [%]	Absorção de água após saturação [%]
Sisal	100–300	1260	26–45	67–92	190–250
Banana	150	1500	10–30	-	407
Coco	40–400	1390–	16–35	22–38	85–135
Polipropileno	38	-	-	-	-

Tabela 4: Propriedades mecânicas das fibras [12,14]

Fibra	Tensão de rotura [MPa]	Módulo de elasticidade [GPa]	Força máxima (N)	Alongamento na máxima força [mm]
Sisal	324–329	19	12,4–18,1	3,0–3,5
Banana	700–800	-	2,2–4,7	2,3–2,5
Coco	95–134	2,5–4,5	2,6–5,1	11,4–14,0
Polipropileno	340–400	3,5–4	-	-

O processo de mistura adotado foi manual, utilizando-se a seguinte metodologia: i) homogeneização manual da terra com a areia; ii) introdução da cal; iii) mistura manual com consecutivos acrescentos de água até homogeneização da mistura e obtenção da consistência desejada (de acordo com o resultado obtido no teste de espalhamento); iv) e por fim a introdução e dispersão das fibras na mistura.

As diferentes misturas realizadas são designadas por EM (*earthen mortar*) nas tabelas e gráficos deste artigo. Cada mistura está ainda associada a um número (e.g. EM0-Sem fibras).

## Metodologia

A análise experimental das argamassas envolveu a caracterização das mesmas no estado fresco, através da determinação da consistência por espalhamento, e no estado endurecido, através da determinação de: i) suscetibilidade à fendilhação/fissuração; ii) absorção de água por capilaridade; iii) secagem; iv) resistência mecânica (à tração por flexão e à compressão); v) e aderência ao suporte por testes de arrancamento. Note-se que alguns destes ensaios não são facilmente aplicáveis a argamassas de terra, devido ao endurecimento lento, à baixa resistência mecânica e sensibilidade à ação da água, o que obrigou à adaptação dos procedimentos de ensaio.

O ensaio de espalhamento foi realizado de acordo com a norma europeia EN 1015-3 (1999) [15]. A consistência considerada como adequada para a preparação das argamassas foi de  $150 \pm 10$  mm.

Os ensaios de resistência à compressão e flexão foram realizados de acordo com a norma europeia EN 1015-11 (1999) [16].

Relativamente ao fabrico dos provetes, verificou-se que a utilização das fibras dificultou a compactação por intermédio do pilão previsto pela norma NP EN 1015-11 [16], optando-se por usar um equipamento mecânico de compactação, previsto na norma NP EN 196-1 [17], com 25 pancadas por camada.

Relativamente ao processo de cura foi necessário fazer algumas adaptações. A norma NP EN 1015-11 [16] estabelece as condições de cura de diversos tipos de argamassa (de cimento, cal, entre outros), mas não de argamassas cujo ligante é a argila (argamassas de terra). Neste caso procurou-se seguir o método recomendado para argamassas de cal. A norma indica para todos os casos uma cura húmida de 7 dias, com o provete 2 ou 5 dias dentro do molde, dependendo do tipo de argamassa. No presente caso, contudo, verificou-se que os provetes não endureciam o suficiente para poderem ser desmoldados ao fim de 5 dias. Assim, optou-se por manter os provetes no molde durante os 7 dias da cura húmida (dentro de um saco fechado de polietileno). Depois, os provetes foram retirados do saco, mantendo-se dentro do molde na sala condicionada (a  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  e  $65 \pm 5\%$  HR) durante mais 7

dias. Após este período foram desmoldados, mantendo-se na mesma sala até completarem os 21 dias.

A verificação da suscetibilidade à fendilhação/fissuração consistiu na aplicação de uma amostra de argamassa numa face de um tijolo cerâmico, verificando-se ao longo do tempo o aparecimento, ou não, de fissuras. A argamassa foi aplicada numa só camada com uma espessura máxima de 1,5 cm sobre tijolos cerâmicos de alvenaria furados, com face 300×200×150 mm<sup>3</sup>, previamente imersos em água. Os provetes foram curados em laboratório à temperatura média de 16,6 °C e uma humidade relativa média de 62,3 % durante de 28 dias.

O ensaio de absorção de água por capilaridade foi realizado de acordo com a norma europeia EN 1015-18 (CEN,2002) [18]. Para o mesmo, utilizou-se uma amostra de dois provetes (semi-prismas), para cada tipo de argamassa, submetidos a um processo de cura de 28 dias, tendo sido impermeabilizados lateralmente e ensaiados no final deste período. Os provetes foram colocados com a face fraturada em imersão parcial, ficando a altura da lâmina líquida a cerca de 10 mm acima da base dos provetes. Através de pesagens periódicas, determinou-se o aumento de massa ao longo do tempo.

Para a realização do ensaio de secagem foram utilizados os mesmos provetes do ensaio de absorção de água por capilaridade. A face inferior dos provetes ainda saturados foi selada com folha de polietileno, colocando-se depois estes provetes a secar numa sala condicionada a 20 ± 2°C e 60 ± 5% HR.

O teste de arrancamento foi realizado segundo a norma europeia EN 1015-12 (2000) [19], tendo-se utilizado cinco provetes, cada um deles obtido por aplicação de uma argamassa diferente na face de um tijolo.

## Resultados obtidos e análise

**Determinação da consistência por ensaio de espalhamento.** Na Tabela 5 apresentam-se a quantidade de água adicionada às misturas realizadas, o rácio da água/material seco e os resultados da consistência pelo teste da mesa de espalhamento. Como tal, observa-se que a mistura com sisal apresenta um valor de água mais elevado. Este valor pode ser explicado pela maior capacidade de absorção das fibras de sisal, mas, também, pela sua maior rigidez que torna o espalhamento mais difícil, sendo necessário adicionar mais água para a mesma dispersão. No entanto, a incorporação de fibras de banana, coco ou polipropileno não apresenta diferenças significativas relativamente à água adicionada face à mistura sem fibras.

Tabela 5: Rácio da água/material seco e resultados da consistência pela mesa de espalhamento

Misturas	Água adicionada [ml]	Rácio água*/material seco [%]	Espalhamento [mm]
EM0 – Sem fibras	350	19,91	160
EM1 - Sisal	465	23,04	150
EM2 - Banana	350	19,91	150
EM3 - Coco	360	20,18	150
EM4 - Polipropileno	350	19,91	150

\* Inclui a água presente na cal em pasta.

**Resistências mecânicas.** Os resultados da resistência à flexão e à compressão são apresentados na Figura 2. Pode-se observar que a adição de fibras naturais e sintéticas levaram a um aumento das resistências comparando com os resultados obtidos na mistura sem fibras, sobretudo na resistência à compressão. Este aumento foi maior na mistura com fibras de coco, aproximadamente mais 70% na resistência à compressão e 44% na resistência à flexão.



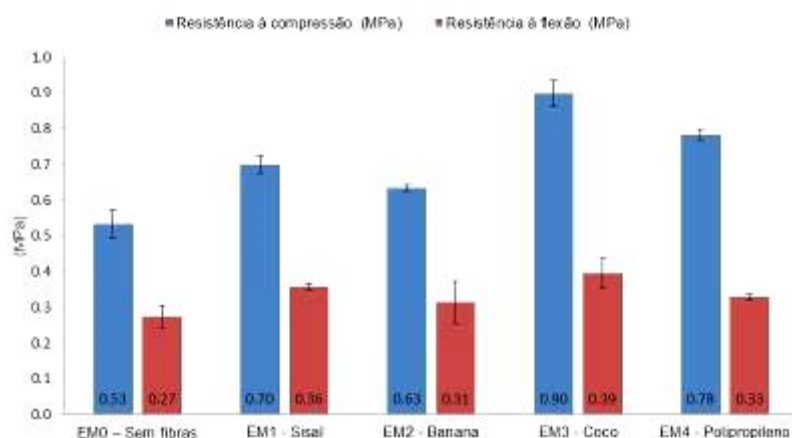


Figura 2: Resistência à flexão e compressão com indicação do desvio padrão

**Suscetibilidade à fendilhação/fissuração.** Para avaliar a suscetibilidade à fendilhação/fissuração, aplicaram-se as misturas testadas em tijolos cerâmicos com o propósito de se poder fazer uma análise visual ao longo do tempo. Detetou-se o aparecimento de fissuras na argamassa sem fibras (EM0) e na argamassa com fibras de polipropileno (EM4). Na Figura 3 é visível a presença de algumas fissuras largas na argamassa EM0, sendo, no entanto, a argamassa EM4 a que apresentou um maior número de fissuras, embora estas fossem de menor espessura e comprimento.

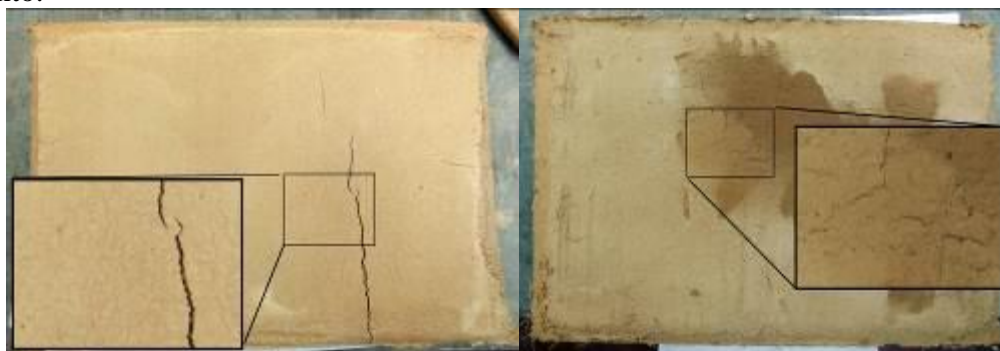


Figura 3: Argamassa sem fibras (EM0) (esquerda) e argamassa com polipropileno (EM4) (direita)

**Absorção de água por capilaridade.** Na Figura 4 são apresentados os resultados obtidos no ensaio de absorção de água por capilaridade, os coeficientes de absorção por capilaridade e as respectivas curvas de absorção de água. A inclinação do primeiro troço linear da curva de absorção corresponde ao coeficiente de absorção por capilaridade.

Os valores de coeficiente obtidos revelam uma ligeira redução da absorção de água nas misturas com fibras, principalmente com as fibras naturais (EM1, EM2 e EM3).

Observando-se as curvas de absorção de água, comparando com a mistura EM0, sem fibras, verifica-se que a mistura EM4 com fibras de polipropileno absorveu maior quantidade de água. Já as misturas EM1 e EM2, com fibras de sisal e banana, absorveram menos água aos 90 minutos ( $\cong 10 \text{ min}^{0,5}$ ). Contudo, às 24 e 48 horas ( $\cong 38 \text{ min}^{0,5}$  e  $\cong 54 \text{ min}^{0,5}$  respetivamente) não apresentaram diferenças significativas entre as misturas testadas.

**Secagem.** O comportamento das diferentes misturas durante o processo de secagem é mostrado na Figura 5, através do índice de secagem e das respetivas curvas de evaporação de água. Esta propriedade é importante para as argamassas de revestimento, uma vez que estas são utilizadas em interiores, onde é expectável que o material seque rapidamente para que não seja aumentada a humidade relativa nos compartimentos interiores. O índice de secagem foi calculado de acordo com a fórmula de *Cultrone, G. et al* [20].

Os resultados revelam que, embora os valores obtidos sejam da mesma ordem de grandeza, a incorporação das fibras parece contribuir para uma ligeira redução do tempo de absorção, sobretudo

com as fibras naturais (EM1, EM2 e EM3). Verificando-se, também, que as misturas com menor quantidade de água inicial secaram com maior rapidez.

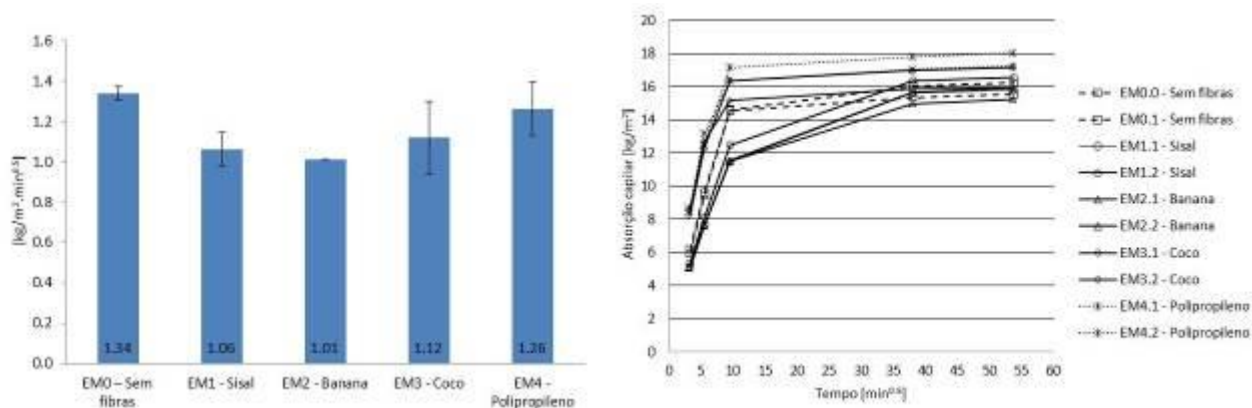


Figura 4: Coeficientes de absorção por capilaridade e as respectivas curvas de absorção de água

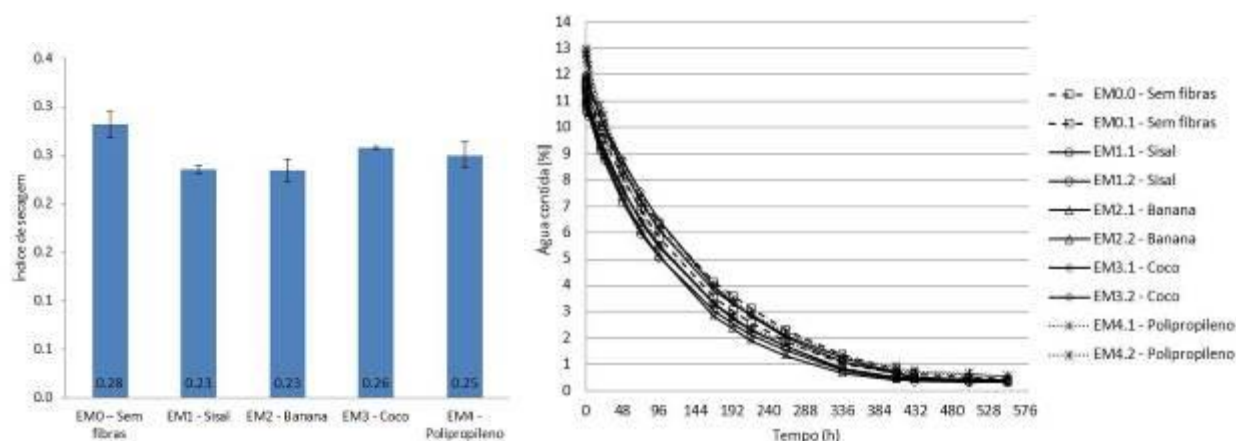


Figura 5: Índice de secagem e curva de evaporação

**Aderência ao suporte.** Na tabela 6 são apresentados os resultados obtidos no teste de arrancamento, apresentando os valores de resistência à tração, o coeficiente de variação e a tipologia de rotura observada.

O maior coeficiente de variação na mistura é verificado na de referência EM0 o que torna esta avaliação mais difícil. Contudo, em geral, comparando os resultados obtidos com a mistura sem fibras, verifica-se que a incorporação de fibras não parece afetar significativamente a aderência das argamassas ao suporte.

Relativamente à tipologia de rotura observa-se que: i) a mistura sem fibras (EM0) e a mistura com fibras de polipropileno (EM4) tiveram uma rotura adesiva (entre o revestimento e o suporte); ii) as misturas com fibras de banana e com fibras de coco (EM2 e EM3) tiveram uma rotura maioritariamente coesiva (pelo revestimento); iii) e a mistura com fibras de sisal teve uma rotura mista, apresentando os dois tipos de rotura.

Em geral, os resultados revelam que a resistência à tração das argamassas deverá ser próxima da tensão de aderência entre as argamassas e os tijolos.

Tabela 6: Resultados dos testes de arrancamento e tipologia de rotura

Misturas	Resistência à tração média [MPa]	Coefficiente de variação [%]	Tipologia de rotura
EM0 – Sem fibras	0,13	20,74	Maioritariamente A
EM1 - Sisal	0,09	9,47	Mista AB
EM2 - Banana	0,12	9,50	Maioritariamente B
EM3 - Coco	0,10	5,57	Maioritariamente B
EM4 - Polipropileno	0,10	4,83	A

A – Rotura adesiva (entre o revestimento e o suporte); B – rotura coesiva (pelo revestimento)

## Conclusões

Com base nos resultados obtidos, conclui-se neste estudo que a incorporação das fibras naturais, sustentáveis, poderá ser uma boa solução para resolver o principal problema das argamassas à base de terra, a fendilhação/fissuração por retração. Os resultados destacam a redução deste problema e mostram que as propriedades das argamassas no estado seco (resistências mecânicas e absorção de água) não foram afetadas.

Relativamente aos requisitos mencionados para argamassas de revestimento a base de terra, pode-se concluir que estas argamassas com fibras naturais cumprem, em geral, os valores recomendados. Na resistência à flexão os valores obtidos foram entre 0,27 e 0,39 MPa (requisitos entre 0,2 e 0,7 MPa, ver Tabela 2). Na resistência à compressão cumprem os requisitos gerais para argamassas de reboco para exteriores ou interiores presentes na Tabela 2 (entre 0,4 e 2,5 MPa), embora pelos requisitos da Tabela 1 cumpram apenas com os valores de argamassas à base de terra para espaços secundários ( $\geq 0,5$  MPa). Todavia, também se espera um aumento significativo das resistências ao longo do tempo. Na absorção de água por capilaridade os resultados obtidos encontram-se entre os valores recomendados (entre 1 e 1,5 kg/m<sup>2</sup>.min<sup>-0,5</sup>, ver Tabela 2). Nos testes de arrancamento, a maioria das misturas cumpre os valores mínimos recomendados de  $\geq 0,03$  MPa da Tabela 1 e de 0,1 MPa da Tabela 2.

As argamassas estudadas apresentam também um bom comportamento relativamente à secagem da água após absorção, revelando que a humidade relativa dos compartimentos não será comprometida. Além disso, apresentam uma boa trabalhabilidade e facilidade de aplicação no suporte.

Relativamente à sustentabilidade, comparando este tipo de argamassas à base de terra, cal e fibras com as argamassas convencionais de cal, gesso ou cimento, o teor em argila permite reduzir parcialmente ou completamente a percentagem utilizada de material ligante processado. Os ligantes processados requerem um considerável consumo de energia na sua manufatura. Como tal, a redução destes materiais processados é um bom contributo para a sustentabilidade. Embora a adição de estabilizantes pouco processados como a cal possa aumentar a durabilidade e o desempenho das argamassas à base de terra. A incorporação das fibras, como verificado neste estudo, também contribuirá para uma maior durabilidade deste tipo de argamassas aumentando o seu desempenho em termos de resistências mecânicas, absorção, secagem e retração.

## Agradecimentos

Este trabalho de investigação foi desenvolvido com o apoio da turma de estudantes do curso de Mestrado em Sustentabilidade da Construção e Reabilitação, disciplina de Patologias e Reabilitação Não-Estrutural de edifícios, da Universidade do Minho.

## Referências

- [1] M. Gomes et al. Análise experimental de argamassas de terra com cais e fibras naturais. 4º Congresso Português de argamassas e ETICS, Coimbra: APFAC (2012).
- [2] T. Morton, e R. Little. Mixing it with Lime and Clay. The journal of the building limes forum, Vol. 14:25-44 (2007).
- [3] B. Taylor et al. Compressive Strength Testing of Earthen Plasters For Straw Bale Wall Application. Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction - Solid Mechanics and Its Applications, Volume 140: 175-183 (2006).
- [4] T. Morton. Earth Masonry - Design and construction guidelines. Berkshire: IHS BRE Press (2008).
- [5] Dachverband Lehm e.V. (Associação Alemã para a Construção em Terra) (Eds). Lehm bau Regeln. Wiesbaden: Vieweg e Teubner (2008).

- [6] H. Houben, e H. Guillaud. Earth Construction – A comprehensive guide, original publicado com o título “Traite de construction en terre de CRATerre”. Ed. Parenthèse, 1989, Edição CRATerre-EAG, Practical Action Publishing, The Schumacher Centre for Technology & Development (2008).
- [7] M. Margalha, et al. Algumas vantagens do uso da cal em pasta em revestimentos. 2º Encontro de Patologia e Reabilitação de Edifícios. Porto: Patorreb (2006).
- [8] G. Minke, e C. Ziegert. DVL technical infosheet - The Requirements for Clay Plasters. LEHM 2008 – 5th International conference on building with earth. Koblenz: Dachverband Lehm e.V. (2008).
- [9] M. Veiga. Argamassas para revestimento de paredes de edifícios antigos. Características e campo de aplicação de algumas formulações correntes. 3rd ENCORE. Lisboa: LNEC (2003).
- [10] CEN, EN 933-1:2012. Tests for geometrical properties of aggregates - Part 1: Determination of particle size distribution - Sieving method. Brussels: CEN (2012).
- [11] Fradical. Cal aérea não hidrófuga em pasta. Ficha técnica, 2006. Informação obtida em [www.fradical.pt](http://www.fradical.pt), em 2013.
- [12] R. Carvalho. Estudo da durabilidade de geotêxteis em fibra natural. Dissertação de Mestrado. Guimarães: Universidade do Minho (2012).
- [13] Vimaplas. Fibras cortadas de polipropileno. Ficha técnica, 2009. Informação obtida em [www.vimaplas.pt](http://www.vimaplas.pt), em 2013.
- [14] S. Jalali e F. Torgal. A Sustentabilidade dos Materiais de Construção. Guimarães: Tec Minho (2010).
- [15] CEN, EN 1015-3:1999. Methods of test for mortar for masonry - Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table). Brussels: CEN (2004).
- [16] CEN, EN 1015-11:1999. Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar. Brussels: CEN (2006).
- [17] IPQ, NP EN 196-1:2006. Métodos de ensaio de cimentos. Parte 1: Determinação das resistências mecânicas. Lisboa: IPQ (2006).
- [18] CEN, EN 1015-18:2002. Methods of test for mortar for masonry - Part 18: Determination of water absorption coefficient due to capillary action of hardened mortar. Brussels CEN (2002).
- [19] CEN 2000. EN 1015-12:2000, Methods of test for mortar for masonry - Part 12: Determination of adhesive strength of hardened rendering and plastering mortars on substrates. Brussels: CEN.
- [20] G. Cultrone et al. Durability of masonry systems: A laboratory study. Construction and Building Materials 21: 40-51 (2007).



## **Materiais e técnicas antigas para melhorar a durabilidade dos edifícios em terra**

EIRES Rute<sup>1,a</sup>, CAMÕES Aires<sup>1,b</sup> e JALALI Said<sup>1,c</sup>

<sup>1</sup> C-TAC, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, 4800-058 Guimarães, Portugal

<sup>a</sup> rute@civil.uminho.pt, <sup>b</sup> aires@civil.uminho.pt, <sup>c</sup> said@civil.uminho.pt

**Palavras-chave:** Técnicas antigas, durabilidade, resistência à água, biopolímeros.

**Resumo.** Uma grande parte do património mundial construído tem sido realizada com recurso à construção em terra. A durabilidade deste património existente e principalmente dos novos edifícios construídos em terra é particularmente condicionada pela erosão causada pela ação da água, especialmente em países com uma elevada taxa de pluviosidade. Com esta pesquisa pretende-se contribuir para o aumento do conhecimento relativo a antigas técnicas de construção que permitam obter uma maior durabilidade. Analisando as práticas ancestrais para proteger o material terra face à ação da água é possível perceber como os antigos edifícios construídos em terra foram preservados, ao longo de vários séculos, resistindo a condições ambientais severas. Entre estas técnicas, encontram-se: a incorporação de biopolímeros (tal como os óleos ou gorduras de origem animal ou vegetal); a adição de alguns minerais; e a estabilização da terra com cal. Contudo, o conhecimento acerca destas técnicas parece ter sido esquecido, provavelmente devido ao preconceito existente em relação à construção em terra, que muitas vezes é associada a uma construção pobre. Esta pesquisa centra-se também no estudo de novos métodos de estabilização com cal e biopolímeros, adaptando o conhecimento antigo para melhorar a durabilidade relacionada com a ação da água. Deste modo, são obtidas soluções alternativas para melhorar o desempenho dos edifícios em termos de resistência, em especial quando em contato com a água, reduzindo a permeabilidade à água. Além disso, verifica-se que com as soluções propostas será possível manter bons níveis de permeabilidade ao vapor de água, uma das maiores vantagens da construção em terra.

### **Introdução**

O interesse pela construção em terra tem reemergido com as atuais preocupações ambientais e a atual conjuntura económica por todo o mundo. Assim, têm surgido novas tecnologias para otimizar o processo de construção em terra com recurso a equipamento que melhorou a resistência à compressão de elementos construídos com recurso ao material terra. No entanto, durante a construção de novos edifícios, os métodos de proteção face à ação da água são por vezes insuficientes ou, por outro lado, recorrem à aplicação de materiais excessivamente impermeabilizantes que comprometem a permeabilidade ao vapor de água.

De seguida, apresentam-se diversos materiais e técnicas antigas utilizadas para promover uma melhor proteção face à água nas construções em terra. Eires realizou um estudo de investigação experimental, cujo objetivo era a obtenção de misturas de solo estabilizado com desempenho melhorado face à ação da água, recorrendo à adaptação de técnicas ancestrais, com biopolímeros, utilizadas para este fim. Pretendia-se que estas misturas pudessem ser utilizadas para a construção de paredes em terra comprimida ou compactada, sem necessidade de recorrer a um revestimento adicional de proteção, como por exemplo argamassas ou pinturas. Assim, poder-se-iam construir paredes de terra à vista, mantendo-se a estética do material terra e conseguindo-se igualmente uma boa durabilidade, sem comprometer a permeabilidade ao vapor de água [1]. Neste artigo apresentam-se os principais testes e resultados obtidos num estudo que teve por base a estabilização

de solo recorrendo às composições com melhores resultados relativamente à redução de absorção de água no referido estudo [1].

### **Materiais e técnicas antigas para proteção face à água**

As soluções antigas para proteger o material terra na construção são aqui apresentadas em duas partes: técnicas utilizadas no processo construtivo global e técnicas de estabilização de solos para construção de paredes e para preparação de argamassas.

**Processo construtivo.** Verifica-se que o processo construtivo está intrinsecamente ligado à função de proteção do material, procurando-se contornar a sua vulnerabilidade à ação da água. Assim, nas construções tradicionais em terra verificam-se as seguintes medidas de proteção:

- impermeabilização das lajes térreas, utilizando materiais como a pedra ou solo argiloso;
- fundações e embasamento das paredes realizadas com um material mais resistente à água, como por exemplo, a pedra ou o tijolo cerâmico;
- proteção de fachadas conseguida com argamassas mais resistentes à água ou o recobrimento com outros materiais mais duráveis, ou com argamassas de sacrifício que precisam de ser repostas periodicamente. Assim como a proteção de fachadas com aplicação de tintas naturais, à base de cal ou silicatos, muitas vezes com adição de caseína ou óleos naturais para maior impermeabilização, mantendo a permeabilidade ao vapor de água [2, 3];
- zonas mais suscetíveis à ação da água, como por exemplo cunhais, portas e janelas reforçadas com materiais mais resistentes à água, como a pedra, o tijolo cerâmico ou a madeira;
- coberturas construídas com materiais resistentes às intempéries e com beirados salientes para melhor proteção das paredes em terra;
- a conexão entre materiais diferentes, com retração distinta, precisa de ter um material que evite a formação de fissuras e reduza a passagem de água. Por exemplo, entre peças de madeira e taipa de pilão pode-se utilizar argila [4]; e
- proteção de pavimentos e paredes em zonas húmidas no interior dos edifícios, executada em terra estabilizada, com melhor resistência à água, ou revestindo-se com materiais impermeáveis à água. Também é necessário algum cuidado na colocação de tubagens para abastecimento de água. Sendo de boa prática impermeabilizar estas zonas ou, se possível, colocar a tubagem no exterior da parede de terra.

**Estabilização de solos.** Ao estabilizar o solo está-se também a aumentar a durabilidade do material, uma vez que se melhora a resistência mecânica e a resistência à ação da água. Assim, desde os tempos antigos, têm sido adicionados ao material terra diferentes estabilizantes e aditivos com este propósito. Apresentam-se, seguidamente, os materiais que têm sido mais utilizados para estabilização de solos, quer de forma individual, quer em simultâneo.

**Cal e pozolanas.** A cal tem sido o material mais utilizado para estabilização de solos (paredes e argamassas) a fim de melhorar as suas resistências mecânicas e a resistência à ação da água.

Pozolana é um material de elevada finura que ao ser adicionado à cal se torna cimento na presença de água. Esta propriedade pode ser benéfica na estabilização de solos, quer para construção de paredes, quer para preparação de argamassas para revestir paredes em terra.

As melhores resistências conseguidas com a incorporação da cal nos solos poderão ser explicadas pela reação de carbonatação que ocorre gradualmente na cal, na presença de CO<sub>2</sub>, mas também pela reação pozolânica que ocorre entre as partículas de cal e argila presente no solo. Reação essa que pode ser influenciada por diversos fatores, como por exemplo, as propriedades do solo, pH e temperatura. Quimicamente, verificam-se reações entre a cal, a sílica e a alumina livres nas partículas de argilas e são formados compostos cimentícios, designadamente silicatos de cálcio hidratados e/ou aluminato cálcico [5]. Estes materiais contribuem para o aumento da resistência verificada no solo com cal. Contudo, estas reações são lentas, também devido à reação de carbonatação, resultante da interação entre a cal e o dióxido de carbono, que forma materiais

ligantes mais fracos, como o carbonato de cálcio que prejudica o desenvolvimento das reações pozolânicas [5].

A utilização a cal com pozolana também tem sido utilizada, proporcionando um aumento acrescido das resistências e, conseqüentemente, uma melhoria da durabilidade da construção com estes materiais. Existe um exemplo milenar de utilização de cal com pozolana na construção em terra e em argamassas, o “*sarooj*”. Este material é originário do Irão e tem sido utilizado para proteger os edifícios da ação da água. É um material durável que consiste numa mistura pozolânica baseada em solo argiloso (areia e argila), cal, cinzas e outros aditivos. Esta mistura resulta num material com propriedades semelhantes ao cimento Portland. Deste modo, o “*sarooj*” tem sido aplicado em situações que requerem materiais resistentes à água, como por exemplo em tanques de água, designados no Irão de “*āb anbār*” e em reservatórios de gelo, designados “*Yakhchal*” [6, 7].

**Biopolímeros.** Polímeros são macromoléculas com unidades de repetição menores (os monómeros) que contêm na sua estrutura carbono e hidrogénio. As proteínas, os polissacarídeos, os carboidratos e os ácidos nucleicos são exemplos de polímeros orgânicos. Porém, estes compostos podem ser de origem natural ou artificial, de origem biológica (vegetal ou animal) ou mineral. Deste modo, considera-se no presente estudo que os biopolímeros são polímeros orgânicos de origem natural e biológica e sem sintetização em laboratório.

Existem diversos exemplos de biopolímeros que têm vindo a ser adicionados na construção em terra a fim de melhorar a impermeabilidade à água e, conseqüentemente, a durabilidade do material face à ação das chuvas. Entre vários exemplos encontram-se os biopolímeros de origem vegetal, como as farinhas, amidos, gomas de catos, óleos, ceras ou resinas de plantas e os de origem animal, como as gorduras animais, o soro de leite ou caseína, a clara de ovo, o sangue, os excrementos e a urina [8].

A incorporação de óleos ou gorduras tem sido o processo de impermeabilização da construção em terra mais utilizado em todo o mundo, incluindo Portugal. A utilização destes materiais era realizada sobretudo mediante a incorporação dos mesmos no processo de hidratação da cal viva. Todavia esta extinção podia ser feita seguindo dois métodos distintos [9]:

- Por hidratação simples, juntando à cal a quantidade de água necessária para a mistura e determinada quantidade de óleos ou gorduras. A cal hidratada obtida era utilizada quer como estabilizante do solo para paredes ou argamassas, quer como pintura de cal ou caiação das construções em terra; e
- Por hidratação em simultâneo com o solo ou areia argilosa. Ou seja, era adicionada cal viva e óleos ou gorduras ao solo com a quantidade de água adequada à hidratação da cal e à plasticidade final desejada. Processo designado por hidratação “a quente” [9].

Em termos históricos, a hidratação da cal com óleos já era referida por Vitruvius tendo sido utilizada em juntas de tubos de argila para passagem de água e na aplicação de ladrilhos em pavimentos [10]. Um dos óleos utilizados no séc. XVI era o refugo da utilização de óleo de baleia que era usado na iluminação. Este, juntamente com a cal, formava uma pasta chamada de “*gala-gala*”, muito utilizada na construção nos Açores e no Brasil [11,12]. Em Portugal este tipo de mistura de óleos ou gorduras com cal viva, a quente, era utilizado tanto na construção em pedra como na estabilização de solos em paredes de terra, sendo mencionada a sua utilização em edifícios tradicionais de madeira e taipa em Lisboa [13].

Além das técnicas de proteção com cal e gorduras, também foram utilizadas técnicas com outros biopolímeros por todo o mundo. Na Tabela 1 encontram-se vários exemplos de técnicas passadas de geração em geração que eram utilizadas para melhorar ou proteger a construção em terra das intempéries.

Os biopolímeros podem ter diversos efeitos na argila presente no solo: efeito dispersante, permitindo uma redução da quantidade de água para se obter a mesma viscosidade; o efeito de religar as partículas de argila e o efeito hidrofóbico (repelente de água) através de moléculas anfífilas (possuem uma parte hidrofílica e outra hidrofóbica), como as gorduras, os óleos, as ceras e a albumina presente no leite e na clara de ovo [19].



Tabela 36: Biopolímeros na antiga construção em terra

Local/Referência	Biopolímero (s)	Técnica/ Materiais/ Propriedades obtidas
Índia	<b>Estrume</b> de vaca, sem ou com adição de <b>urina</b>	<b>“Gohber”</b> – técnica de reboco, utilizado sobretudo para preenchimento de fissuras. Composição: 1 parte de estrume de vaca e 5 partes de terra (em massa). Sendo referido que <i>“a urina atua como endurecedor e melhora a impermeabilidade e a resistência ao impacto”</i> [14].
Norte do Gana	<b>Estrume e vagens</b> de alfarrobeira	Pintura – Efeito impermeabilizante e endurecedor de paredes e pavimentos em latrite [15].
Egito e Sudão	<b>Palha e estrume com fermentação</b>	Adobes e rebocos - Propriedades hidrófugas e maior resistência [16].
México e povos pré-colombianos	<i>Nopal</i> – cato <i>Nopalea coccinellifera</i> ou <i>Cactus cochenilliferus</i> ou <i>figueira-da-índia</i> – cato	Utilizado no fabrico de tintas à base de cal. O <i>nopal</i> ainda hoje é utilizado para proteção face à chuva, para permitir a inclusão de outros materiais de decoração nas paredes em terra, como impermeabilizante e, também, como aglutinante para o betão [17].
México e sudoeste dos EUA	<i>Agave</i> – cato <i>Leuchtenbergia principis</i> , <i>Lophanta</i> , <i>Caerulens</i> ou <i>Lechuguilla</i>	Utilizado em argamassas - a goma é fervida e o extrato é guardado por duas ou três semanas antes da mistura na argamassa de argila [15].
América do Sul, em especial Peru	<i>Tuna</i> – cato <i>Opuntia Ficus Indica</i>	Estabilizante de solo e de argamassas para revestimento. Consolidante. Mais resistente à água quando combinado com a técnica de polimento de superfície [15].
América do Sul e África	<b>Látex</b> - Resina natural <i>Hevea Euphorbiacex</i>	Pinturas – Efeito impermeabilizante [15].
América do Sul e África	<b>Banana</b> – hastes, caules e folhas	Utilização dos componentes fervidos em argamassas, mas também em pinturas (só folhas). Impermeabilizante. As fibras evitam o aparecimento de fissuras [15].
Malaya, Indonésia e Este da Índia	<b>Dammar</b> – resina natural Árvores da família <i>Dipterocarpaceae</i>	Argamassas – Efeito impermeabilizante [15].
“Ásia menor”	<b>Sangue de animais</b>	Técnica que caiu em desuso como estabilizante de solo e de argamassas com ou sem cal. Utilização em pavimentos de terra, nomeadamente em adobe. Melhora a resistência à água e a resistência à compressão. Mas apresenta elevado risco de crescimento de fungos [15].
“Babilónia” (sec.V a.C.)	<b>Betume natural</b> - resultante da decomposição natural de seres vegetais e/ou animais.	Estabilizante de solo. Mais efetivo em solos com pouca argila. Formação se filme impermeabilizante que impede a entrada de água [18].

Em ambientes básicos, como por exemplo em argamassas à base de cal ou em solo estabilizado com cal, os triacilgliceróis, constituintes dos óleos ou gorduras, sofrem uma hidratação resultando na formação de sais insolúveis de cálcio de ácidos gordos. Estes sais são hidrofóbicos e interligam-se bem na argamassa ou no solo estabilizado devido a interação com cálcio proporcionando a repelência à água [20]. Todavia, em outras propriedades como a resistência nem sempre é benéfica esta adição, ocorrendo por vezes diminuição das resistências mecânicas. Além disso, os mecanismos ocorridos na microestrutura obtida não são claramente conhecidos. Esta redução da resistência é justificada pela particularidade do óleo ou gordura encapsular as partículas de hidróxido de cálcio e evitar que ocorra o processo de carbonatação. No entanto, a utilização de uma percentagem adequada de óleos pode conduzir a maiores resistências devido à existência de uma redução da porosidade no estado endurecido [20].

**Aditivos minerais.** Vários minerais têm vindo a ser adicionados ao solo para melhorar as suas características, sobretudo a durabilidade. Entre estes encontram-se alguns sais e compostos minerais. Os mais utilizados na construção em terra são o cloreto de sódio e o hidróxido de sódio [2, 21]. O efeito conhecido do cloreto de sódio é o controlo de viscosidade e a floculação das partículas de argila com posterior consolidação das mesmas devido à atração proporcionada pela polaridade dos elementos. O controlo da viscosidade também é importante, uma vez que pode permitir a redução do teor em água da mistura e, conseqüentemente, reduzir a porosidade, aumentando as resistências mecânicas [21]. A adição de hidróxido de sódio, assim como outros aditivos à base de sódio, é conhecida por aumentar a reatividade do solo, desenvolvendo reações cimentícias. Este efeito pode complementar a estabilização de solos melhorando as resistências dos mesmos [2].

### **Investigação experimental**

O estudo de investigação experimental tem por base a campanha experimental realizada por Eires, em que foi testada a incorporação de diferentes biopolímeros e aditivos minerais, bem como a estabilização de solos com materiais mais comuns, tais como a cal e o cimento [1].

O foco principal deste estudo é a estabilização de solo com cal viva e óleo a quente, com e sem hidróxido de sódio. De seguida, apresenta-se a metodologia geral adotada e os principais resultados obtidos neste estudo.

**Metodologia.** A presente investigação resultou do estudo sequencial de diferentes misturas [1]. Na primeira etapa, utilizando solo não estabilizado, foram testados diferentes biopolímeros (amido de milho, farinha, açúcar, caseína, glicerol, água com celulose, óleo de linhaça e óleo de cozinha usado) e aditivos minerais (hidróxido de sódio, cloreto de sódio, silicato de sódio, alumínio, cloreto de cálcio e borato de sódio). Na segunda, foi testado o mesmo solo com diferentes estabilizantes (cal hidratada, cal viva e cimento). Na terceira, foram testadas composições do mesmo solo com os biopolímeros, aditivos minerais e cal viva, incluindo a utilização da hidratação da cal a quente, ou seja, misturando a cal viva, o óleo (sem ou com hidróxido) e a água com o solo 24 horas antes da realização dos provetes [1].

Neste artigo apresenta-se um estudo que estabilização de solo com cal viva e óleo a quente, tendo por base as composições com melhores resultados relativamente à redução de absorção de água no referido estudo [1]. Para tal, foram selecionados os seguintes materiais: como biopolímero o óleo de cozinha usado; como aditivo mineral o hidróxido de sódio; e como estabilizante a cal viva. Este solo também foi estabilizado apenas com cal hidratada ou com cimento para comparação de resultados.

**Testes.** A fim de se realizarem diferentes testes laboratoriais foram preparados diferentes provetes com solo prensado para simular blocos de terra comprida (BTC) ou taipa de pilão. Prepararam-se provetes com duas dimensões distintas: cilindros de Ø50 mm com 60 mm de altura e cilindros de Ø150 mm e 30 mm de altura.

Os principais testes realizados foram:

- Resistência à compressão, recorrendo-se ao teste simples uniaxial com velocidade de 1 mm/min de acordo com a norma ASTM D1633 [22];
- Absorção de água por capilaridade, utilizando-se a adaptação de um método de ensaio do LNEC [23], que consiste em colocar provetes sobre uma camada de areia húmida. Acrescentou-se a este teste um tecido permeável à água entre a areia e os provetes para manter a superfície mais lisa e limpa; e
- Permeabilidade ao vapor de água, baseado na norma NP EN 1015 19:2000 [24], expondo provetes a dois ambientes com humidades relativas distintas, utilizando-se uma solução salina de nitrato de potássio.

**Materiais seleccionados e composições testadas.** Para preparação dos provetes foi utilizado um solo com pouca quantidade de argila, representativo de um solo pobre que precisa de estabilizantes para melhorar as suas resistências. Este solo continha 85% de areia, 6 % de silte e 9% de argila.

Relativamente ao tipo de argila presente no solo, recorrendo ao teste de “Emerson” descrito por Houben & Guillaud [2] e a análises microscópicas, observou-se que continha uma maior percentagem de caulinite e menos ilite e montemorilonite.

Para a estabilização do solo utilizou-se cal viva (CV) contendo na sua composição 99% de CaO e cal hidratada (CH) com 90% de CaO. Utilizou-se, também, o cimento (Ci) de emprego mais comum em Portugal (CEM II/B-L 32.5N). Como aditivos utilizaram-se óleo vegetal usado (OVU), resultante de processos de fritura devidamente coado para evitar impurezas, e hidróxido de sódio em grânulos.

Na Tabela 2 estão presentes as composições testadas: solo sem qualquer estabilizante (REF); solo apenas com estabilizante (Ci, CH e CV); e solo com cal viva e aditivos (CV\_NaOH, CV\_OVU e CV\_OVU\_NaOH). As percentagens são em função da massa de solo utilizada.

Tabela 2: Principais composições testadas

Mistura	Estabilizante	Aditivo mineral	Biopolímero
REF	-	-	-
Ci	Cimento 4 %		
CH	Cal hidratada 4 %		
CV	Cal viva 4%	-	-
CV_NaOH		NaOH 0.1 %	-
CV_OVU		-	OVU 1 %
CV_OVU_NaOH		NaOH 0.1 %	OVU 1 %

## Resultados obtidos

**Resistência à compressão.** A Figura 1 mostra os resultados médios [kPa] obtidos nos testes de resistência à compressão realizados em provetes secos e em provetes saturados com água (após imersão por 24 horas). Os provetes testados foram cilíndricos de Ø50 mm/ 60 mm de altura com 56 dias de cura. Apresenta-se, também, o respetivo coeficiente de variação em percentagem.

Os resultados obtidos mostram que se obtém maior resistência à compressão utilizando a cal viva como estabilizante, CV, superando a resistência obtida com cimento. Na estabilização com cal hidratada, CH, verifica-se uma ligeira redução da resistência obtida face ao solo de referência, REF. Analisando os resultados das restantes composições face à composição CV, parece existir vantagem na incorporação de óleo e de hidróxido de sódio, em separado ou em simultâneo, CV\_NaOH, CV\_OVU e CV\_OVU\_NaOH, uma vez que todas estas composições apresentam maiores resistências.

Em relação às resistências em provetes no estado saturado verifica-se, no geral, que existe uma correspondência com as resistências no estado seco. Todavia, no estado saturado, as misturas CV\_OVU e CV\_OVU\_NaOH apresentam resultados similares.

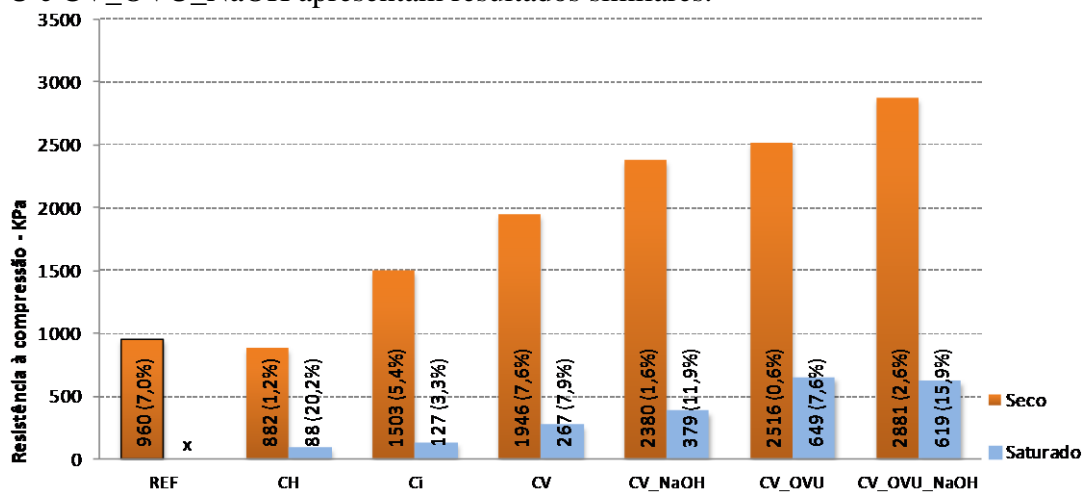


Figura 1: Resistência à compressão no estado seco e saturado aos 56 dias [kPa]

**Absorção de água por capilaridade.** Para este ensaio foram utilizados provetes idênticos aos do ensaio de compressão, ou seja provetes cilíndricos de Ø50 mm/ 60 mm de altura com 56 dias de cura. Na Figura 2 observam-se os resultados deste ensaio, mostrando-se a quantidade de água absorvida [ $\text{kg/m}^2$ ] por unidade de tempo [ $\sqrt{t}$ ], em minutos.

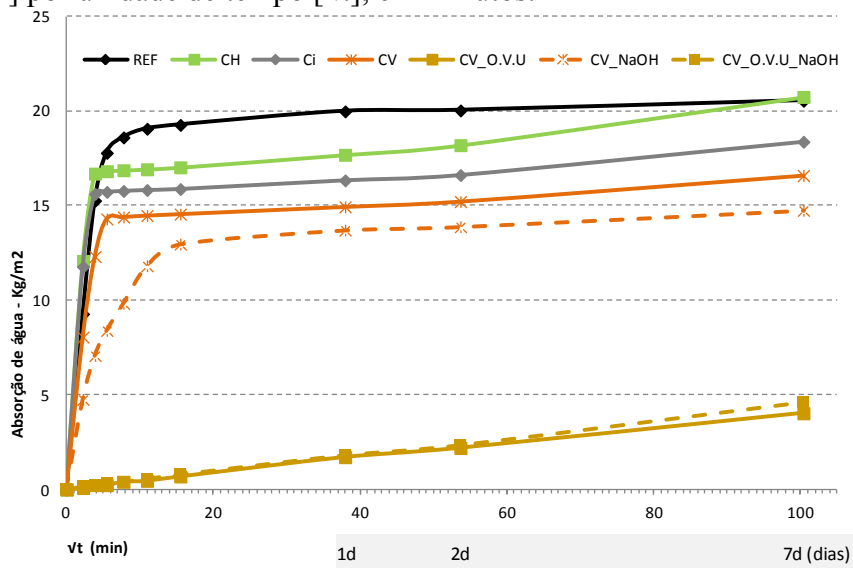


Figura 2: Absorção de água por capilaridade aos 56 dias

Os resultados obtidos mostram que parece existir vantagem com a utilização da cal viva como estabilizante, face aos restantes estabilizantes e uma significativa vantagem com a adição complementar de óleo vegetal usado. No entanto, as curvas das composições CV\_OVU e CV\_OVU\_NaOH são semelhantes, pelo que não parece existir vantagem na utilização dos aditivos em simultâneo.

Observando os provetes durante o ensaio de absorção de água por capilaridade após 1 hora de ensaio (Figura 3 (a)) e após 24 horas de absorção de água (Figura 3 (b)), verifica-se que os provetes com cal viva se distinguem dos restantes pela menor altura de absorção capilar (identificada pela coloração mais clara), sobretudo os provetes com cal viva e óleo.



Figura 3: provetes durante o ensaio de absorção de água por capilaridade: a – 1h e b – 24h

**Permeabilidade ao vapor de água.** O ensaio de permeabilidade ao vapor de água realizou-se a fim de se avaliar se as composições com óleo (com ou sem hidróxido de sódio), apesar do seu bom desempenho hidrófugo, permitem a passagem de vapor de água. Este teste realizou-se segundo a metodologia já descrita, em provetes específicos para este ensaio, cilíndricos de Ø150 mm/ 30 mm de altura. O ensaio realizou-se a partir dos 28 dias de idade dos provetes, prolongando-se até aos 90 dias.

A Figura 4 mostra uma análise comparativa dos resultados obtidos com valores médios de permeabilidade ao vapor de água de outros materiais de construção [25]. Os resultados obtidos são apresentados segundo os valores do coeficiente de permeabilidade ao vapor de água, encontrando-se expressos em  $(\text{kg/m.s.Pa}) \times 10^{12}$ .

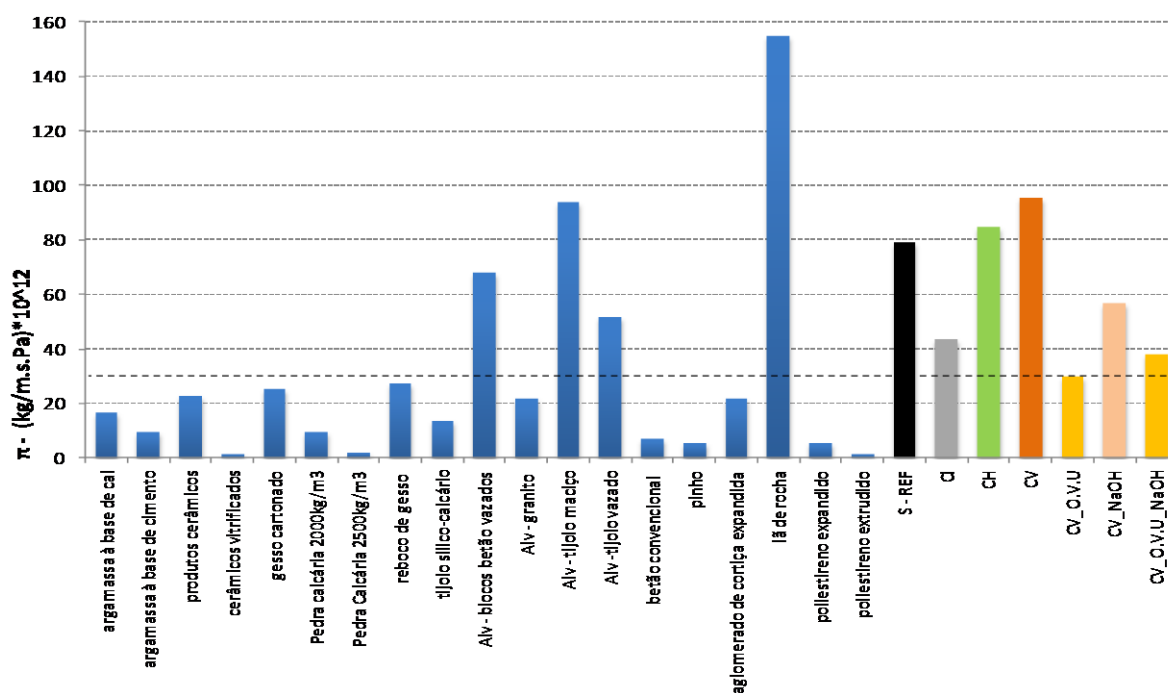


Figura 4: Coeficiente de permeabilidade ao vapor de água – vários materiais de construção e composições testadas

Os valores em comparação mostram que o solo de referência e o solo estabilizado com cal viva ou cal hidratada apresentam valores com a mesma ordem de grandeza que a alvenaria de tijolo maciço. Observando-se, também, que o solo estabilizado com cimento ou com cal viva e hidróxido de sódio apresentam valores com a mesma ordem de grandeza que a alvenaria de tijolo vazado.

Relativamente às composições com óleo, comparando-se os valores mínimos obtidos com os restantes materiais (ver linha a tracejado sobre CV\_OVU), verifica-se que mesmo existindo uma redução da permeabilidade ao vapor de água, esta não terá um efeito prejudicial no controlo da humidade no interior dos edifícios. Isto porque são apresentados valores superiores a materiais que tradicionalmente costumam ser conhecidos pelo seu bom desempenho de permeabilidade ao vapor de água, como por exemplo, a argamassa à base de cal e reboco de gesso.

## Conclusões

Com base nos resultados obtidos, conclui-se que o uso da cal viva para estabilização de solos recorrendo à técnica de aplicação a quente apresenta um bom desempenho, com melhores resistências mecânicas (nas duas condições analisadas, estado seco e saturado) e menor absorção de água por capilaridade, sem comprometer a permeabilidade ao vapor de água.

A adição de óleo usado ou hidróxido de sódio pode melhorar ainda mais este desempenho associado à presença da cal viva. A utilização conjunta destes aditivos permitiu a obtenção das melhores resistências entre as composições testadas. No entanto, na absorção de água não parece haver vantagens da adição de hidróxido de sódio à composição com óleo usado, uma vez que os valores são semelhantes.

Deste modo, pode-se concluir que estas adições serão benéficas na construção em terra no sentido de melhorar a sua durabilidade, sobretudo em relação à ação da água. Verificando, ainda, que este tipo de estabilização e adições possibilitarão construir paredes exteriores, em solo prensado ou compactado, sem posterior necessidade de pintura, prevendo-se que consigam atingir uma boa durabilidade segundo os resultados obtidos.

## Referências

- [1] Eires, R. Construção em Terra: Desempenho melhorado com incorporação de biopolímeros. Tese de doutoramento, Universidade do Minho, Portugal (2012).

- [2] Houben, H. e Guillaud, H. Earth Construction – A comprehensive guide, original publicado com o título “Traite de construcion en terre de CRA Terre”. Ed. Parenthèse, 1989, Edição CRA Terre-EAG, Practical Action Publishing, The Schumacher Centre for Technology & Development (2008).
- [3] Crews, C. Earth Plasters and Aliz, em The Art of Natural Building, NetWorks' Productions, Informação obtida em [www.networkearth.org](http://www.networkearth.org), em 2010.
- [4] Correia, M. e Merten, J. A taipa alentejana: sistemas tradicionais de proteção. Em: PROTERRA/CYTED, Centro de investigación de Arquitectura Tradicional (CIAT), II SIACOT, Seminário Ibero-americano de Construção e Arquitetura com Terra. Madrid, Spain (2003).
- [5] Santos, C. Utilização de resíduos oleosos provenientes das atividades de petróleo para uso em pavimentos rodoviários. Dissertação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Maio (2010).
- [6] Hutton, S. Answers to questions about Oman - Making sarooj. Informação obtida em [www.newsbriefsoman.info](http://www.newsbriefsoman.info), em 2010.
- [7] Malekzadeh M.J. Dams of the Ancient City of Istakhr. Em: IRNCID e ICID, International History Seminar on Irrigation and Drainage, pg.121, Tehran, Iran, Maio (2007).
- [8] Eires, R., Camões, A. e Jalali S. Otimização do desempenho de construção em terra com recurso a bio-polímeros. Seminário de Arquitetura de Terra em Portugal, 6º ATP/Seminário Ibero-americano de Construção e Arquitetura com Terra - 9º Siacot, Coimbra, 20 a 23 Fevereiro. Ed. Argumentum (2010).
- [9] Margalha, M. G., Veiga, M. R., e Brito, J. Algumas vantagens do uso da cal em pasta em revestimentos. 2º Encontro sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios, Patorreb, Porto (2006).
- [10] Vitruvius P. De architectura – Book VIII, em Vitruvius: On Architecture, texto original escrito pelo autor em século I A.C. Informação obtida em <http://penelope.uchicago.edu/Thayer/E/Roman/Texts/Vitruvius>, em 2011.
- [11] Veiga, E. Arquitetura luso brasileira e suas relações com a toponímia. Colóquio 260 anos de herança açoriana. Em: NEA, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis – Santa Catarina, Brasil, 15 -17 Setembro (2008).
- [12] Teixeira, G. e Belém, M. Diálogos de edificação: técnicas tradicionais de restauro. Publication, Porto: Centro Regional de Artes Tradicionais, CRAT (1998).
- [13] CML, Câmara Municipal de Lisboa, Baixa Pombalina: bases para uma intervenção de salvaguarda. Edição Câmara Municipal de Lisboa – Pelouros do Licenciamento Urbanístico, Reabilitação Urbana, Planeamento Urbano, Planeamento Estratégico e Espaços Verdes (2005).
- [14] BASIN & Practical Action. Mud plasters and renders. BASIN - Building Advisory Service and Information Network. Texto original - Appropriate Technology Magazine, Volume 26/Number 1th June of 1999, AT Brief N.28, Editado por Practical Action Publishing, The Schumacher Centre for Technology & Development (2002).
- [15] Beas, M. Traditional architectural renders on earthen surfaces. Dissertação de mestrado, Universidade da Pensilvânia (1991).
- [16] Fathy, H. Arquitetura para os pobres – Uma experiência no Egito rural. Texto original de Cairo 1969 com o título “Gourna, a Tale of two Villages”, Editado em Portugal por Argumentum e Dinalivro (2009).

- [17] CPNT - Consejo de Promocion de Nopal y Tuna. Usos y Aplicaciones del Nopal, Informação obtida em <http://www.cpnt.org.mx>, em 2009.
- [18] Maniatidis, V. e Walker, P. A Review of Rammed Earth Construction, DTi Partners in Innovation Project 'Developing Rammed Earth for UK Housing', Maio (2003).
- [19] Fontaine, L.; Anger, R.; Houben, H. Quelques mecanismes de stabilisation du materiau terre de l'aterre stabilisee aux composites argiles – biopolymeres. Conferência Internacional Mediterra 2009, 1ª Conferenza Mediterranea sull' Architettura in Terra Cruda, Ed. Edicom, Itália (2009).
- [20] Čechová, E. The effect of linseed oil on the properties of lime-based restoration mortars. Tese de doutoramento, Universidade de Bolonha (2009).
- [21] Anger, R., Fontaine, L. e Houben, H. Influence de la teneur en sel et du ph sur la plasticite du materiau terre. Conferencia International MEDITERRA 2009, 1ª Conferenza Mediterranea sull' Architettura in Terra Cruda, Ed. Edicom, Itália 2009.
- [22] ASTM, D 1633 – 00. Standard Test Methods for Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders, ASTM, West Conshohocken, PA 19428-2959, Estados Unidos (2000).
- [23] Gomes, R. e Folque, J. O uso da terra com material de construção. Documento técnico - C.I.T N°9, série D-4, LNEC (1953).
- [24] IPQ, NP EN 1015-19:2000, Métodos de ensaio de argamassas para alvenaria, Parte 19: Determinação da permeabilidade ao vapor de água de argamassas de reboco endurecidas. Instituto português da qualidade, IPQ (2000).
- [25] Pinto, P. Caraterização de Barreiras Pára-Vapor e sua Aplicação. Dissertação de mestrado, Universidade do Porto (2002).

## Recomendações para a construção com tijolo de adobe baseadas na norma NTE E.080:2000 do Peru e na técnica utilizada atualmente no Estado da Bahia-Brasil

ROMERO, Maria Campos<sup>1, a</sup>, CÉSAR, Sandro F.<sup>2, b</sup> e CUNHA, Rita D. A.<sup>3, c</sup>

<sup>1</sup>Rua Caetano Moura, 121, Federação, 40210-905, Salvador-Bahia, Brasil

<sup>2, 3</sup>Rua Aristides Novis, 2, Federação, 40210-630, Salvador-Bahia, Brasil

<sup>a</sup>m7romero@gmail.com, <sup>b</sup>sfcesarpaz@uol.com.br, <sup>c</sup>ritadi@uol.com.br,

**Palavras-chave:** Construções sustentáveis, tijolo de adobe, autoconstrução.

**Resumo.** A busca por soluções que possam promover a preservação ambiental é um grande desafio a ser enfrentado em vista do crescente esgotamento dos recursos naturais utilizados pela sociedade. Utilizar materiais de construção de caráter mais sustentável pode ser uma maneira de reduzir danos ambientais e geração e resíduos. A construção com terra possui características de sustentabilidade, sendo recomendada em regiões onde já existe tradição de emprego desta técnica, sendo esse recurso abundante e propício para edificações. O tijolo de adobe feito de terra crua, se utilizado em larga escala, pode contribuir para um desenvolvimento sustentável na construção civil. Neste artigo são apresentadas recomendações para construção que utiliza o tijolo de adobe, tomando como base a norma NTE E.080:2000 – Adobe do Peru e as técnicas construtivas adotadas por construtores que utilizam esse material no Estado da Bahia – Brasil. Inicialmente são analisados os processos construtivos adotados pelos construtores baianos em comparação com o que preconiza a norma peruana e com o que indica a bibliografia a respeito do tema. Por fim são feitas as recomendações para a construção com tijolo de adobe, a fim de garantir proteção e conservação eficientes às alvenarias executadas com este material que propicie segurança e durabilidade às edificações.

### Introdução

Os recursos naturais globais vêm se esgotando por causa das ações do homem e preservá-los é fundamental. Os impactos ao meio ambiente causados pela construção civil, que particularmente é o setor da sociedade que mais consome recursos naturais, fizeram com que o mundo voltasse especial atenção a essa questão. A busca por alternativas de materiais e técnicas mais sustentáveis para construção civil é foco das preocupações atuais.

A terra crua, utilizada como material de construção, ao contrário de produtos industrializados, propicia a redução de resíduos na obra pelo fato de ser reciclável, além economicamente favorável. Dentre as técnicas que usam a terra crua como matéria básica para a confecção de vedações verticais nas edificações, destaca-se a do tijolo de adobe, objeto deste estudo. Essa técnica antiga consiste em moldar a terra umedecida em formas e depois desenformá-la em blocos para seccá-los ao sol ou à sombra. Para Mesquita [1], um dos principais motivos para o uso destes tijolos, é a possibilidade de se moldar o material in loco. A trabalhabilidade, a abundância da matéria-prima em determinadas regiões do globo e a facilidade de execução do tijolo foram fatores que fizeram essa solução interessante se disseminar mundo afora para atender demandas por habitação.

Com a finalidade de incentivar o uso da terra como material construtivo em larga escala, normas e regulamentos para construções com este material foram elaboradas em diversos países. No Peru existe uma tradição em construção com terra e a normalização para edificações com o tijolo de adobe é uma realidade há mais de duas décadas nesse país. A norma selecionada para este estudo é a NTE E.080:2000 estabelecida pelo órgão público peruano SENICO - *Servicio Nacional de*



*Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción* [2] e contém disposições para edificações de adobe sem estabilização.

No Brasil, existem regiões onde a terra também é empregada em construções. Em algumas áreas do interior no estado da Bahia no Brasil, destaca-se também uma tradição em construção com terra, mas não existe ainda no país uma norma específica para regulamentar as técnicas empregadas nessas construções. Mesmo assim, são observadas técnicas de construção em adobe que são repassadas por gerações.

No Brasil ainda existem poucos pesquisadores que se dedicam a estudar construções com adobe, embora essa tecnologia construtiva seja conhecida e empregada em várias regiões do país. O emprego das técnicas com tijolo de adobe é disseminado pelo saber popular, sendo essas construções muito mais difundidas no meio rural do que no meio urbano. Apesar disso, a construção em tijolo de adobe se mostra muito adequada em regiões onde a matéria prima, no caso, a terra, é abundante e esse fato por si só, já imprime características de sustentabilidade à tecnologia e às construções em questão. Além disso, por serem simples, as técnicas empregadas para produção dos tijolos e para erguer as edificações podem servir para promover a autoconstrução, favorecendo outro fator de sustentabilidade por possibilitar o acesso a habitação a pessoas com baixa renda.

Em áreas pouco desenvolvidas e carentes como no interior do Estado da Bahia no Brasil, essa tecnologia construtiva pode ser a alternativa para suprir habitações com padrões de qualidade de conforto e higiene tais que melhorem a qualidade de vida do trabalhador rural. A forma atual como são construídas as edificações com adobe no estado carece aperfeiçoamento tecnológico, o que pode ser melhorado e alcançado com a regulamentação normativa da tecnologia e das técnicas. Na falta de normas que possam auxiliar no processo das construções de tijolos de adobe, a investigação das técnicas hoje empregadas aliado ao estudo de normas estrangeiras, pode apontar as deficiências e necessidade de atualização de recomendações aplicáveis no contexto local.

O objetivo deste estudo consiste em elaborar recomendações para a construção com o tijolo de adobe envolvendo os aspectos mais relevantes da norma peruana NTE E. 080: 2000, da bibliografia especializada e da técnica construtiva adotada por alguns construtores em obras com tijolo de adobe no estado da Bahia. Estas recomendações foram elaboradas para promover a construção de uma edificação com tijolo de adobe de forma simples, rápida, durável, de maneira a favorecer a autoconstrução.

### **Considerações sobre construções de tijolos de adobe**

O tijolo de adobe é constituído basicamente por silte, areia e argila com proporções variáveis de acordo com o tipo de solo característico de cada região onde se confecciona o tijolo. Hernández e Márquez [3] afirmam que a porcentagem mais apropriada para os adobes é de em torno de 50% de areia, 30% de silte, e 20% de argila.

Existem alguns testes com o solo empíricos e de natureza expedita que o construtor leigo pode realizar no próprio local da obra. Para finalidades práticas ou na impossibilidade de realização de ensaios de desempenho em laboratórios especializados, esses testes de campo permitem uma avaliação do solo satisfatória. Esses testes resultam de uma combinação entre o saber popular e o conhecimento técnico e são, por vezes, as únicas provas que se podem fazer para selecionar o solo e executar a obra de edificação, de acordo com Araújo [4].

Entre eles estão o “teste da queda da bola” para indicar o tipo de terra em função de sua propriedade de coesão; o “teste do vidro”, que é baseado na sedimentação diferenciada dos constituintes da terra; o “teste do cordão”, que avalia a coesão e plasticidade da terra em um determinado estado de umidade e a relaciona com o tipo mais provável de solo; o “teste da fita” que relaciona a plasticidade com o tipo de terra; o “teste de exsudação” que avalia a plasticidade da terra, em função de sua capacidade de reter água.

Para detectar se o solo é adequado para o adobe, pode-se realizar um teste visual, observando a cor da terra, como indica Neves *et al.* [5]. As cores claras e brilhantes indicam solos inorgânicos; cores marrom escuro, verde oliva ou preta caracterizam solos orgânicos, os quais não são adequados para o adobe. De acordo com Lengen [6], os de cor castanha ou vermelha servem, e os amarelos claro são os mais indicados para este fim.

A interação entre fatores como dimensões, correção, cura e estabilização contribui para o desempenho final do tijolo de adobe. Em relação às dimensões dos blocos, menores espessuras proporcionam tijolos com maior resistência à compressão, pois os muitos robustos acabam por demorar a secar, ficando sujeitos ao aparecimento de fissuras. A correção do solo é outra etapa muito comum, para obter uma composição com melhor coesão, reduzir a porosidade do adobe e melhorar sua resistência, segundo Corrêa *et al.* [7], o que é feito, alterando-se a porcentagem de cada componente (areia, argila, silte e água). A estabilização pode ser feita por aditivos, adicionando-se cimento portland (formando o solo-cimento), cal virgem ou hidratada, mistura de cal e cimento ou mistura de cal com cinzas; por armação, agregando ao barro um material de coesão (fibra ou grãos), para assegurar maior firmeza ao material; por impermeabilização, envolvendo as partículas de argila com uma camada impermeabilizante, empregando betume, óleo de coco, algumas seivas oleaginosas, látex, entre outros materiais; por tratamento químico, o que depende da composição química da própria argila.

Em uma edificação com tijolos de adobe, o piso deve ser assentado acima do nível do terreno e as alvenarias devem ser protegidas da umidade proveniente do solo, através de uma fundação constituída de materiais que evitem que esta atinja as paredes. Cobertura com beirais grandes e sistemas de calhas para coleta de águas pluviais devem ser previstas nas construções de alvenarias de tijolos de adobe. Os acabamentos como rebocos e pinturas das alvenarias também devem ser resistentes à umidade, devendo contribuir para a impermeabilização das alvenarias de adobe. Procedimentos de inspeção e manutenção freqüentes nas alvenarias são indicados para assegurar a integridade das superfícies das mesmas, evitando-se fissuras e frestas que possam abrigar insetos ou possam constituir focos de umidade.

### **O estudo das técnicas empregadas na Bahia e a Norma NTE E.080: 2000 do Peru**

Nesta pesquisa fez-se o levantamento de dados a partir do estudo de campo realizado em edificações com tijolo de adobe executadas por construtores com formação profissional ou não, distribuídas em quatro cidades do estado da Bahia-Brasil. Para este artigo foram selecionadas apenas quatro edificações e quatro construtores que foram identificados pelas letras “A”; “B”; “C” e “D”. O estudo envolveu entrevistas com os construtores, visitas às edificações, onde houve registro fotográfico e se aplicou o método de observação direta, seguida das análises dos processos construtivos adotados por estes construtores.

O estudo resultou na elaboração de recomendações para a construção de edificações com tijolo de adobe que possibilite um sistema construtivo simples para propiciar uma maior durabilidade das edificações. As variáveis deste estudo são os aspectos construtivos relacionados às características da edificação; à produção do tijolo de adobe; à execução das fundações, dos pisos, das alvenarias, aberturas em paredes e colocação de esquadrias; elementos de cobertura; execução de acabamentos como reboco e pintura nos elementos de parede.

As cidades no Estado da Bahia onde se encontram as edificações deste estudo são: Banzaê (latitude 10°35` S e longitude 38°37` W), que fica situada a 296 km da cidade de Salvador (capital do estado); Rio de Contas (latitude 13° 34' 44" S, longitude 41° 48' 39" W), que é localizada a 738 km de Salvador; Camaçari (latitude 12°41'51" S e longitude 38°19'27" oeste W), que abrange quatro distritos e é sede do município de mesmo nome, distante de 41 km da capital; e Santa Terezinha (Latitude 12°46'19" S e longitude 39°31'24" W). Todas estão apresentadas no mapa da Figura 1.

Banzaê e Rio de Contas estão localizadas em regiões de clima semi-árido, Santa Terezinha possui clima sub úmido a seco e em Camaçari o clima é classificado como úmido. É importante salientar que as construções com adobe são mais adequadas em locais onde chove pouco e as temperaturas são elevadas durante quase todo o ano, como em zonas áridas e semi-áridas.



Figura 1 – Municípios onde estão localizadas as edificações objeto de estudo

O construtor identificado pela letra “A” realizou a obra da cidade de Banzaê que é uma residência de um pavimento com área de 44.72 m<sup>2</sup> (5.45m x 8.20m), construída há sete anos (Figura 2a). O construtor “B” executou a edificação de Rio de Contas, uma residência de dois pavimentos com área construída de 202 m<sup>2</sup> (projeção em planta baixa: 14.72m x 12.50m), erguida há um ano (Figura 2b). O construtor “C” executou a obra de Camaçari que se trata de um espaço escolar de um pavimento com área de 33.84 m<sup>2</sup> (7.20m x 4.70m), construída há quatro anos (Figura 2c). O construtor “D” realizou a casa de Santa Terezinha, uma residência com área de 85.80 m<sup>2</sup> (6.50m x 13.20m) com um pavimento e erguida há dezesseis anos (Figura 2 d).

## Resultados e discussão

O solo adotado por todos os construtores para fazer os tijolos foi arenoso ou corrigido com areia. De acordo com os relatos destes construtores, a porcentagem de areia era em torno do dobro da porcentagem de argila, o que é recomendado pela norma NTE E.080, segundo o SENCICO [2] e pela literatura especializada. Os testes de campo com os solos indicados por diversos autores foram executados por todos os construtores, com excessão do construtor “D”. Tanto a norma peruana

como a bibliografia indicam um repouso da massa para a confecção dos tijolos por no mínimo 24 horas, proporcionando uma melhor homogeneização da massa e conferindo uma maior resistência aos tijolos. Porém, os construtores “A” (Banzaê), “C” (Camaçari), e “D” (Santa Terezinha) não deixaram a massa repousar por tempo algum. O tempo de secagem dos tijolos foi diferente nas construções estudadas, indicando que, a depender de fatores como temperatura ambiente, condições de cura (ao sol ou à sombra) e dimensões do tijolo este tempo ideal de secagem pode variar.

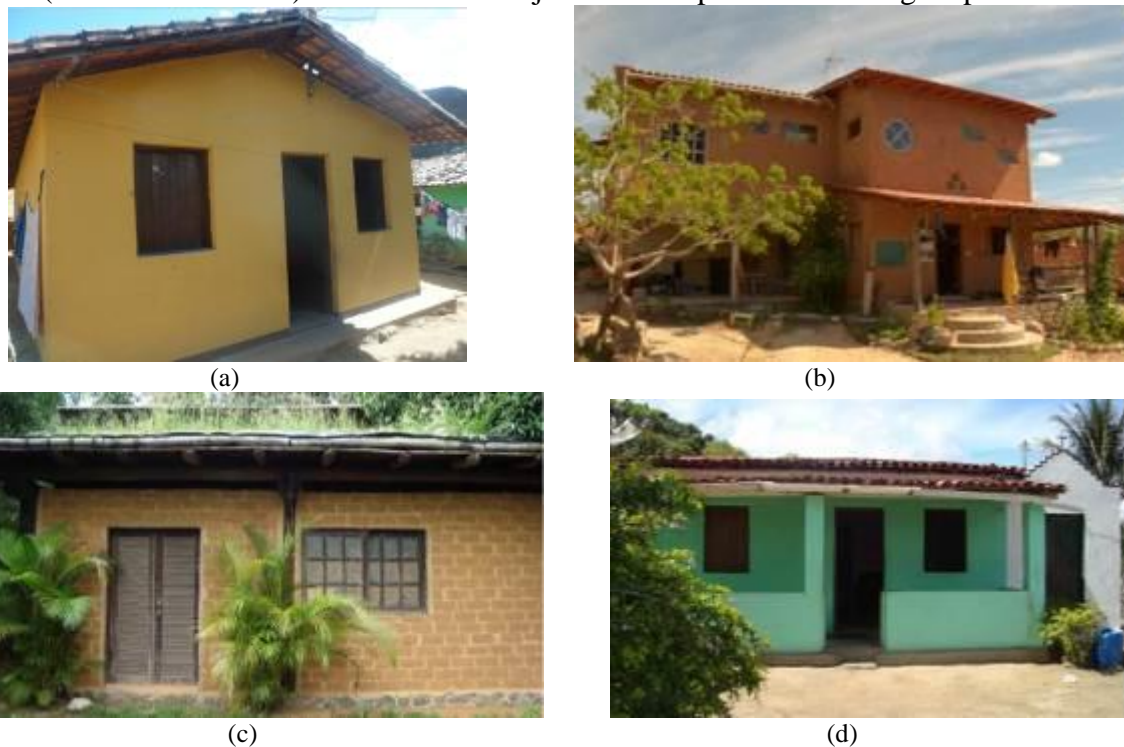


Figura 2 – (a) Edificação executada pelo construtor “A” em Banzaê; (b) Edificação executada pelo construtor “B” em Rio de Contas; (c) Edificação executada pelo construtor “C” em Camaçari; (d) Edificação executada pelo construtor “D” em Santa Terezinha

Fonte: autores

A resistência à compressão mínima, indicada para os tijolos de adobe na norma do Peru é de 1.2 [MPa]. O construtor “A” (Banzaê) foi o único que verificou esse quesito, realizando testes de resistência à compressão do tijolo através do laboratório de solos da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia (UFBA), obtendo-se o resultado de resistência média de 2.0 [MPa], acima do mínimo recomendado pela norma citada. As Tabelas 1,2 e 3 resumem as recomendações da norma peruana e as características construtivas e técnicas praticadas pelos construtores nos casos das edificações estudadas.

Quanto aos testes para os tijolos, somente um construtor não realizou testes no solo. Os demais realizaram o teste da queda da bola (construtores A,B, C), o teste da fita (construtores A,B, C), o teste do vidro (construtores A,B, C), o teste do cordão (construtores B, C) e o teste de exsudação (construtores B, C).

Em quase todas as edificações estudadas as fundações são de alvenaria de pedra (um dos materiais indicados pela norma do Peru e pela bibliografia especializada). Tanto na norma peruana quanto na literatura pesquisada há referências sobre o cuidado em proteger as paredes de adobe da umidade proveniente do terreno com a colocação de algum tipo de material impermeabilizante entre a fundação e a parede. Na edificação de Banzaê do construtor “A”, foi instalada uma cinta de concreto magro entre a fundação e a parede de adobe e o construtor “C” adicionou óleo vegetal queimado à massa dos tijolos das primeiras fiadas das alvenarias.

Tabela1 – Recomendações da norma NTE E. 080:2000 do Peru para a construção com tijolo de adobe e técnicas construtivas adotadas na Bahia – Tipologia da edificação e produção de tijolos

Aspectos da Construção	Norma NTE E.080:2000 do Peru	Construtores/Local da Obra			
		A Banzaê	B Rio de Contas	C Camaçari	D Santa Terezinha
Características da edificação	1 a 2 pavimentos. Forma simétrica	1 pavimento. Forma retangular	2 pavimentos. Forma aprox. quadrada	1 pavimento. Forma retangular	1 pavimento. Forma retangular
Produção do tijolo de adobe	Solo com 10% a 20% de argila; 15% a 25% de silte e 55% a 70% de areia. Dimensões do tijolo: comprimento igual ao dobro da largura e 4 vezes a altura. Após amassar a mistura de solo e água manter em repouso por 24 horas. Secar os tijolos à sombra. Resistência à compressão mínima de 1.2 [Mpa]	- Emprego de Solo arenoso com porcentagem de areia aproximadamente o dobro da de argila. Realização de três tipos de testes expeditos. - Dimensões do tijolo: 8x20x32cm. Técnica - Após amassar a mistura de solo e água não houve repouso da massa. Tijolos secos por dois dias ao sol e depois 15 dias à sombra. Resistência à compressão de 2.0 [Mpa].	Solo arenoso com porcentagem de areia próxima do dobro da de argila. Realizados 5 tipos de testes expeditos. Dimensões do tijolo: 10x13x33cm. Após amassar a mistura de solo, água, pó de serra e palha de arroz a massa repousou por 5 dias. Tijolos secos por 6 dias ao sol.	Solo arenoso com porcentagem de areia aproximadamente o dobro da de argila. Realizados 5 tipos de testes expeditos. Dimensões do tijolo: 12x18x28cm. Após amassar a mistura de solo e água não houve tempo de repouso da massa. Tijolos secos por 7 dias à sombra.	Solo arenoso. Não foram feitos testes expeditos com o solo. Não foram feitos testes expeditos com o solo. Dimensões do tijolo: 15x20x30cm. Após amassar a mistura de solo e água não houve tempo de repouso da massa. Tijolos secos por 15 dias ao sol.

Nas edificações pesquisadas foram utilizados pisos cimentados e em quase todas estas obras a altura mínima de 20cm indicada foi adotada, com exceção do construtor “A” (Banzaê) que instalou o piso a 10 cm acima do solo, porém, realizou em todo o perímetro da edificação um calçamento de cimento com largura de 50cm para preservar as paredes das águas que circulam no terreno. Com relação aos aspectos das fundações, pisos e alvenarias, a Tabela 2 apresenta a comparação entre as recomendações da norma e a forma como foram executadas nos casos estudados.

Dentre as obras pesquisadas apenas a construção de Banzaê não possui pilares, as paredes são de 25cm de espessura, de acordo, com o que é indicado pela norma NTE E.080, SENCICO[2]. Na execução de uma parede de adobe a argamassa usada para unir os tijolos deve ser feita com os mesmos materiais (solo e areia) usados na confecção dos mesmos como indicam a norma do Peru e a bibliografia, o que foi seguido por todos os construtores entrevistados (Tabela 2).

Tabela2 – Recomendações da norma NTE E. 080:2000 do Peru para a construção com tijolo de adobe e técnicas construtivas adotadas na Bahia – Fundação , pisos e alvenaria

Aspectos da Construção	Norma NTE E.080:2000 do Peru	C o n s t r u t o r e s / Local da obra			
		A Banzaê	B Rio de Contas	C Camaçari	D Santa Terezinha
Fundação e Pisos	Fundação em alvenaria de pedra ou o concreto ciclópico com profundidade mínima de 60 cm e largura mínima de 40 cm. Piso acima do nível do terreno 20 cm e calçamento em todo o perímetro da edificação	Fundação em alvenaria de pedra com profundidade de 50 cm e largura de 40 cm com cinta de concreto no topo. Piso acima do nível do terreno 10 cm com calçamento de 50 cm de largura em torno da casa	Fundação em alvenaria de pedra e pilares de concreto com profundidade de 80 cm e largura de 40 cm. Piso acima do nível do terreno 60 cm	Fundação em alvenaria de pedra com profundidade de 60 cm e largura de 40 cm. Piso acima do nível do terreno 20 cm	Fundação em alvenaria de pedra com profundidade de 50 cm e largura de 30 cm. Piso acima do nível do terreno 25 cm
Alvenaria	Utilizar pilares de concreto armado quando a espessura da parede for menor que 25 cm. A argamassa de assentamento dos tijolos deve conter terra. Instalar viga de amarração acima das paredes em edificação de mais de um piso.	Paredes com 25 cm de espessura e altura de 2.60m. Argamassa de assentamento contendo terra (mesma composição dos tijolos). Viga de amarração instalada no topo das paredes.	Paredes com espessura de 19 cm e altura de 3.0m com pilares de concreto. Argamassa de assentamento contendo terra (mesma composição dos tijolos). Viga de amarração no topo das paredes.	Paredes com espessura de 20 cm e altura de 2.50m. Argamassa de assentamento contendo terra, acrescentando cal. Primeiras fiadas de tijolos, acrescentado óleo vegetal queimado na massa. Pilares de madeira e de tijolos de adobe. Viga de amarração de no topo das paredes	Paredes com espessura de 25 cm e altura de 2.60m. Argamassa de assentamento contendo terra (mesma dos tijolos). Pilares de tijolos de adobe e não há viga de amarração no topo das paredes.

Já com relação às esquadrias (como mostra a Tabela 3), as aberturas de acordo com a norma peruana, devem estar centralizadas nas paredes e, segundo a bibliografia existente, devem reservar uma distância mínima de pelo menos um metro em relação às quinas da construção. Apenas o construtor “A” (Banzaê) não seguiu estas recomendações, adotando uma distância de 30 cm entre a quina da edificação e a esquadria mais próxima.

Com relação às coberturas, dentre as obras estudadas, a única que emprega largura de beiral inferior às indicações de norma é a edificação realizada pelo construtor “D” (Santa Terezinha). Apenas na edificação de Camaçari do construtor “C” foi instalada calha no telhado.

Tabela3 – Recomendações da norma NTE E.080:2000 do Peru para a construção com tijolo de adobe e técnicas construtivas adotadas na Bahia – esquadrias, coberturas, acabamentos

Aspectos da Construção	Norma NTE E.080:2000 do Peru	Construtores / Local da obra			
		A Banzaê	B Rio de Contas	C Camaçari	D Santa Terezinha
Aberturas para portas e janelas Esquadrias	Centralizar as aberturas de esquadrias nas paredes.	Distância de 30 cm entre a quina da construção e a esquadria mais próxima. Verga instalada no topo das esquadrias.	Distância de 1.35m entre a quina da construção e a esquadria mais próxima. Verga instalada no topo das esquadrias.	Distância de um metro entre a quina da construção e a esquadria mais próxima. Verga instalada no topo das esquadrias.	Distância de um metro entre a quina da construção e a esquadria mais próxima. Verga instalada no topo das esquadrias.
Cobertura	O telhado deve possuir beiral e ser fixado de maneira adequada nas vigas de amarração	Cobertura com telha cerâmica com beiral de 80 cm	Cobertura com telha de plástico com beiral de 60 cm	Telhado verde com beiral de um metro, além de uma parte de telhado executada com telhas ecológicas (feitas com tetrapak) com beiral de 1.20m	Cobertura composta por telha cerâmica com beiral de 40 cm
Acabamentos das Paredes	Tanto o reboco que recobre as alvenarias como a pintura deve ser resistente à umidade	Reboco composto de cal, cimento e solo. Pintura com mistura de tinta em pó à base de cal, goma de palma e terra.	Reboco composto de terra argilosa, areia fina, palha de arroz, estrume, cinza, óleo vegetal e goma de palma. Pintura com mistura de terra, goma de palma e cola branca.	Reboco com massa dos tijolos, cal e goma de palma em algumas paredes. Pintura com mistura de terra, cal e cola branca. Goma de palma aplicada sobre paredes sem reboco.	Reboco constituído de areia, terra, cal e cimento. Pintura com mistura de tinta em pó à base de cal.

Para acabamentos das alvenarias, os rebocos constituídos de massa contendo terra como base foram utilizados por todos os construtores. Materiais como goma de palma, acrescentados à mistura de terra para o reboco, como foi adotado pelo construtor “B” de Rio de Contas e pelo construtor “C” de Camaçari, funcionam como elementos impermeabilizantes do reboco preservando as paredes contra a umidade. Para finalização do acabamento através de pinturas, em quase todas as edificações pesquisadas foi comum o uso de tinta à base de cal, com exceção da casa de Rio de Contas do construtor “B” que usou uma mistura de tinta contendo goma de palma, cola branca e terra. A goma de palma, material acessível e de custo quase nulo nas áreas do interior da Bahia, também foi utilizada, além da cal, na mistura de tinta na casa de Banzaê do construtor “A”. Esta goma também foi empregada como material impermeabilizante, aplicada nas alvenarias da edificação de Camaçari do construtor “C”, proporcionando às paredes melhor repelência à água e maior durabilidade. Diante do exposto, foram resumidas nas tabelas 4 e 5 as seguintes recomendações baseadas na norma peruana, na literatura brasileira existente sobre o tema e nas técnicas atualmente empregadas nas construções de tijolo de adobe na Bahia para auxiliar esse processo construtivo na região de estudo:

Tabela 4 – Recomendações para construções de tijolo de adobe no Estado da Bahia – tipologia da edificação, produção dos tijolos, fundações e pisos

<b>RECOMENDAÇÕES</b>
<p><b>Características da edificação</b> - A edificação de tijolos de adobe deve possuir no máximo dois pavimentos, a planta baixa deve tender à simetria da forma para assegurar maior estabilidade à construção e deve ser executada uma drenagem adequada do terreno. Alguns outros cuidados devem ser levados em consideração para que a habitação seja durável, protegida das intempéries e proporcione conforto ao usuário, Silva 2000 [10] recomenda construir sempre em terreno plano, ligeiramente elevado, evitando construir em ladeiras muito íngremes e em zonas alagadiças.</p>
<p><b>Produção do tijolo de adobe:</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Utilizar um tipo de solo arenoso para a confecção dos tijolos de adobe composto de aproximadamente 55% a 70% de areia 15% a 25% de silte e 10% a 20% de argila.</li> <li>2. Realizar pelo menos quatro testes expeditos com o solo como: o <i>das bolas de vários pontos do terreno</i>, para conhecer qual o melhor solo; o <i>do rolo</i>, o <i>da sedimentação</i> e o <i>da pressão nos dedos</i>.</li> <li>3. Devem ser adotadas dimensões para o tijolo com comprimento (maior dimensão) aproximadamente o dobro da largura e que a largura seja aproximadamente o dobro da altura (menor dimensão).</li> <li>4. Não produzir tijolos muito robustos, pois, estes demandam mais tempo de secagem, o que pode provocar fissuras, diminuindo a resistência do mesmo.</li> <li>5. A altura do tijolo deve ser maior que 5cm e menor que 10cm para proporcionar uma secagem mais homogênea e mais rápida.</li> <li>6. Após o amassamento da massa de solo e água, deixar a massa em repouso por um período de 24 horas antes de colocá-la nas fôrmas.</li> <li>7. A secagem dos tijolos deve ser feita primeiramente à sombra por 8 dias e depois por mais 8 dias ao sol. Após este período, armazenar os tijolos em locais secos e cobertos por mais 14 dias para secarem completamente, para só então serem usados na construção.</li> <li>8. Realizar testes expeditos com os tijolos de adobe após o período de secagem, indicados por Lengen [7], tais como: o <i>do empilhamento de tijolos</i>; da <i>imersão do tijolo em água</i> e da <i>colocação de peso de um adulto sobre o tijolo</i>.</li> </ol>

## Conclusões

As técnicas adotadas nos casos estudados atenderam à maior parte das prescrições da norma NTE E.080 do Peru, atentando que os construtores entrevistados não tinham acesso ou conhecimento destas. Isso indica que as técnicas passadas pelo saber popular tratam as formas de construir dentro de padrões empíricos, mas que procuram alcançar resultados adequados para assegurar segurança e durabilidade nas construções com tijolos de adobe.

Na maior parte dos casos, tanto as edificações quanto as alvenarias estavam bem conservadas. Pelos exemplos estudados, as alvenarias de adobe podem ser protegidas e preservadas por muito tempo se forem adotadas medidas simples como a execução de cintas de concreto ou emprego de outro material impermeabilizante, evitando que a umidade do solo atinja as paredes de adobe. A durabilidade de uma edificação construída com a técnica do tijolo de adobe ainda pode ser aumentada se forem realizados reparos na construção sempre que forem detectadas manifestações patológicas como infiltrações, frestas, mofos, ou outros nas alvenarias de adobe. Um maior conhecimento técnico e a orientação de normas e especificações das formas de construir com adobe ainda pode ser a melhor maneira de assegurar uma maior preservação dessas construções.



Tabela 5 – Recomendações para construções de tijolo de adobe no Estado da Bahia – Alvenarias, aberturas de janelas e portas, coberturas, acabamentos das paredes

<b>RECOMENDAÇÕES</b>
<p><b>Alvenaria:</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. A literatura recomenda que a parede de adobe possua uma altura de no máximo 3.5 metros para evitar tombamentos de acordo com Lourenço [8]. Quanto à espessura das paredes se for menor que 25cm, segundo a norma do Peru, pilares devem ser utilizados como estrutura nas edificações.</li> <li>2. A colocação dos tijolos deve ser feita permitindo a amarração das fiadas, onde o tijolo é assentado a partir da metade do tijolo da fiada anterior como preconiza a norma do Peru, com o propósito de assegurar uma melhor amarração das camadas dos tijolos e evitar trincas na alvenaria.</li> <li>3. A argamassa para a união dos tijolos deve ser constituída basicamente com o mesmo material dos blocos para garantir uma melhor aderência entre eles.</li> <li>4. Executar viga de amarração coroando as paredes como indicam a norma do Peru e McHenry [9]. Esta viga de amarração distribui de maneira uniforme as cargas do telhado sobre as paredes de adobe, além de amarrá-las prevenindo contra as forças horizontais do telhado.</li> </ol>
<p><b>Aberturas para janelas, portas e esquadrias:</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Deve-se manter um espaçamento mínimo de 1 metro entre as aberturas de esquadrias e entre a quina da edificação com a esquadria mais próxima. Esse espaçamento mínimo de 1 metro é o indicado para que este trecho possua mais massa de tijolos, não permitindo que rachaduras que possam ocorrer nas proximidades da quina atinjam as aberturas provocando o colapso de parte da parede.</li> <li>2. Deve-se instalar uma verga coroando a esquadria, indicada pela bibliografia, cuja finalidade é de prevenir deformações nos marcos. A verga tem a função de sustentação das fiadas de tijolos situados acima das aberturas, podendo ser empregada também na base da esquadria como contra verga (peitoril).</li> </ol>
<p><b>Coberturas:</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Segundo a norma e a literatura, os telhados devem possuir beiral o mais avantajado possível para conduzir as águas de chuva para longe das paredes. O uso de calha no telhado é aconselhado para evitar que as águas de chuva provenientes do mesmo ao tocarem o chão respinguem na base das paredes.</li> <li>2. Para uma construção em que se pretende uma redução de custos com telhado, sem abrir mão do conforto térmico no interior da edificação, a telha cerâmica produzida em olaria mais próxima do local da obra, ou mesmo o telhado verde, por serem mais acessíveis, não envolvendo gastos com transporte do material e de custo mais baixo são tipos de cobertura mais indicados.</li> </ol>
<p><b>Acabamento das paredes - Reboco e Pintura:</b></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. A massa do reboco deve ser à base de terra para que haja uma maior compatibilidade e melhor aderência às paredes, podendo ser acrescentado a esta mistura materiais hidrófugos como cal, betume, óleos vegetais, dentre outros com a finalidade de conferir melhor impermeabilização às paredes rebocadas. Um traço de massa composto de materiais de baixo custo recomendado é o de 3:1:1 ( 3 partes de terra, para 1 parte areia grossa, para 1 parte de cal)</li> <li>2. Nas área úmidas da edificação como sanitário, cozinha e área de serviço é recomendado aplicar material cerâmico sobre a alvenaria, pelo menos nas áreas próximas às saídas de água, para garantir uma maior impermeabilização da mesma.</li> <li>3. É indicado que se faça, sempre que necessário, a manutenção da edificação cobrindo quaisquer frestas ou furos que porventura apareçam nos rebocos, evitando assim o abrigo de insetos nestes locais.</li> <li>4. A pintura das paredes, de acordo com a norma peruana deve ser realizada com uma mistura de tinta que seja repelente à água.</li> <li>5. A aplicação da tinta na parede deve ser realizada somente quando o reboco estiver completamente curado para evitar a formação de bolhas e conseqüente desagregação da mesma.</li> <li>6. Para a pintura das alvenarias deve ser utilizada uma mistura de tinta composta por materiais de baixo custo como cal, por exemplo, adicionada a materiais impermeabilizantes como colas ou outros materiais similares, para melhor impermeabilização.</li> </ol>

Esse estudo indica que o conhecimento popular deve ser valorizado, mas a necessidade de normatização das técnicas também é importante para perpetuar práticas sustentáveis de construção. As recomendações resultantes do estudo são apenas uma tentativa de padronização ainda sem caráter normativo, o que precisa ser mais elaborado e realizado por meio de órgãos reguladores oficialmente instituídos. O resgate da técnica do tijolo de adobe na construção civil é uma solução viável, por ser uma técnica simples com alto potencial de sustentabilidade, podendo ser executada com materiais locais e com mão de obra não especializada. Estudos científicos com o tijolo de adobe, entretanto, devem avançar com o propósito de conduzirem a uma normalização desta técnica para que este material possua qualidade e credibilidade necessárias e possa ser largamente empregado na construção civil, reduzindo o preconceito em relação a sua utilização nas edificações.

## Referências

- [1] D. F. S, Mesquita. Viabilidade técnico-económica do tijolo face à vista em fachadas de edifícios em Portugal. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2007.
- [2] SENCICO - Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción. NTE E.080: adobe. Lima, 2000.
- [3] L. E. R Hernández and J. A. L Márquez. Cartilha de pruebas de campo para selección de tierras en la fabricación de adobes. México: Conescal, 1983. 72 p.
- [4] G. B Araújo. Recomendações para melhoria tecnológica e ambiental da técnica mista em habitação de interesse social: Um estudo de caso no bairro de Alegre em São Sebastião do Passé. 2007. 206 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental Urbana - MEAU) – Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2007.
- [5] C. M. M. Neves et al. Seleção de solos e métodos de controle em construção com terra – práticas de campo. In: IV Seminário Íbero-americano de Construção com Terra e 4º Seminário Arquitectura de Terra em Portugal, 3, 2005, Monsaraz: Escola Superior Galaecia/ PROTERRA – CYTED. 1 cd-room. p. 1-36
- [6] J. V Lengen. Manual do Arquiteto Descalço. Rio de Janeiro: Casa do Sonho, 2008.
- [7] A. A. R Corrêa et al. Avaliação das propriedades físicas e mecânicas do adobe (Tijolo de terra crua). In: Ciência e Agrotecnologia. Lavras, v. 30, n. 3, p. 503-515, maio./jun., 2006.
- [8] P.B. Lourenço. As estruturas de terra e os sismos. 2005. Disponível em: <http://www.civil.uminho.pt/masonry>.
- [9] P. G, MCHENRY. Adobe and rammed earth buildings: Design and construction, edit by J Wiley, NY (1984). 217 p.



## Construções em terra no Brasil: o período colonial e a atualidade

MICHELE Bianchini<sup>1,a</sup>, LILIANY Schramm da Silva Gattermann<sup>2,b</sup> e  
MARIANE Gampert Spannenberg Casa<sup>3,c</sup>

<sup>1</sup>Escola de Arquitetura e Urbanismo – Faculdade Meridional IMED – Rua Senador Pinheiro, 304 –  
Passo Fundo - RS, Brasil

<sup>2</sup>Escola de Arquitetura e Urbanismo – Faculdade Meridional IMED – Rua Senador Pinheiro, 304 –  
Passo Fundo - RS, Brasil

<sup>3</sup>Escola de Arquitetura e Urbanismo – Faculdade Meridional IMED – Rua Senador Pinheiro, 304 –  
Passo Fundo - RS, Brasil

<sup>a</sup>bianchinichele@yahoo.com.br, <sup>b</sup>liliany.silva@imed.edu.br, <sup>c</sup>marianescasa@imed.edu.br

**Palavras-chave:** Terra, Material Construtivo, Brasil.

**Resumo.** Este artigo trata das construções em terra edificadas no Brasil, no período colonial, após seu descobrimento, em 1500, e também nos dias atuais. Primeiramente, se faz uma abordagem histórica das primeiras obras arquitetônicas brasileiras que empregaram a terra como principal material construtivo, enfocando o contexto político, econômico e social da época e as mudanças que ocorreram até a independência do país, em 1822. Em um segundo momento, as técnicas utilizadas, bem como exemplos, são citados. Após, o artigo trata das técnicas atuais no emprego da terra crua como material construtivo, mostrando que as edificações contemporâneas, sendo simples ou luxuosas, também podem adotar este material. Por último, aborda-se as características com relação ao conforto térmico-acústico e à sustentabilidade das edificações que empregam a terra como vedação, provando-se ser uma alternativa para minimizar os impactos ambientais, reduzindo a emissão de carbono em sua produção. Necessário, também, comentar que, além dos benefícios econômicos e para o meio ambiente, o emprego da terra como material construtivo proporciona o resgate de uma tradição cultural bastante importante no país.

### Introdução

No Brasil, país de grandes riquezas naturais, a terra crua como material construtivo já foi, por herança ibérica, empregada em grande escala nas edificações durante todo o período em que foi colônia de Portugal. Após este período, o material foi gradativamente deixado de lado, principalmente nas construções mais nobres, dando lugar aos tijolos cozidos, à pedra e a todos os outros advindos da industrialização. Atualmente, com a preocupação mundial com relação à sustentabilidade, as técnicas empregando a terra em seu estado natural volta a ser foco de estudos e novas possibilidades.

### Período Colonial

Define-se como Arquitetura Colonial aquela produzida no Brasil desde o seu descobrimento em 1500, até a sua independência, em 1822. Neste período, os colonizadores trouxeram as influências estilísticas da Europa, porém tendo que adaptá-las às condições locais. As edificações coloniais brasileiras, portanto, possuíam características renascentistas, maneiristas, barrocas, rococós e neoclássicas. A fundação das primeiras vilas se deu a partir da década de 1530 e, de um modo geral, havia a divisão em cidade alta – habitacional e administrativa, e cidade baixa – comercial e portuária, característica também trazida pelos portugueses. Outro aspecto bastante comum era o

princípio urbanístico baseado no trinômio edifício religioso + praça + malha de ruas de acesso ortogonais.

Os “arquitetos” da época eram anônimos, religiosos (Jesuítas, Beneditinos, Franciscanos e Carmelitas), engenheiros-militares, mestres pedreiros e carpinteiros, também existindo projetos de doutores em leis, governadores e escultores.

Quanto aos materiais utilizados, pode-se citar a taipa de pilão, a taipa de mão, os tijolos de adobe e a cantaria de pedra (empregada apenas em detalhes de edificações mais nobres). A madeira era empregada nos pisos e tetos. Para as coberturas, de início empregava-se a palha e, mais tarde, as telhas de barro.

Dois exemplos importantes na utilização da terra crua como material construtivo são as Reduções Jesuíticas e as casas dos bandeirantes. As Reduções Jesuíticas, fundadas no século XVI com o objetivo de catequizar os índios, eram aldeamentos com igrejas ou capelas em madeira ou taipa de pilão (de início), onde as casas dos indígenas eram construídas com a técnica da taipa de mão (Fig. 1).



Figura 1 – Maquete de Redução Jesuítica.

Fonte: [http://www.escoladesenvolver.com.br/fotos/atividades/48\\_121\\_missoes2012\\_068\\_\(1024x768\).jpg](http://www.escoladesenvolver.com.br/fotos/atividades/48_121_missoes2012_068_(1024x768).jpg) [1].

Já os bandeirantes eram sertanistas de São Paulo que, a partir do século XVI, adentraram no interior do território brasileiro em busca de riquezas minerais, indígenas para escravização ou extermínio de quilombos. Suas casas eram edificadas em terrenos planos, com platôs de pedra aplainada (devido à localização em região chuvosa) e com técnica construtiva predominante em taipa de pilão – adobe apenas empregado onde havia aberturas. A amarração das paredes era feita com frechais de madeira, bem como as esquadrias e a estrutura do telhado (Fig. 2).



Figura 2 – Casa bandeirista Sítio do Padre Inácio em São Paulo.

Fonte: <http://www.cultura.sp.gov.br/StaticFiles/SEC/Condephaat/Bens%20Tombados/Imagem/00338-1973-Principal.jpg> [2].

Ao longo de todo o período colonial a alvenaria empregando-se a terra crua foi amplamente utilizada. Com a independência do país, em 1822, aos poucos e principalmente nas regiões mais próximas do litoral, a terra foi substituída por tijolos cozidos ou pedra. Contudo, ainda hoje as técnicas de taipas e adobe podem ser encontradas nas regiões mais pobres do norte e nordeste brasileiros.

### Técnicas Empregadas

Enfatizando, então, as técnicas que empregavam a terra crua no período colonial – material abundante e de baixo custo, explica-se:

○ Taipa de Pilão - a técnica da taipa de pilão é encontrada em todos os continentes, nas mais diversas culturas. Chegou ao Brasil por influência ibérica, consistindo em socar com um pilão a terra umedecida entre dois tabuados laterais, chamados de taipais, que são amarrados entre si superior e inferiormente com peças chamadas cangalhas ou agulhas (Fig. 3).

A fim de proporcionar mais solidez às paredes, são adicionados elementos estáveis, que podem ser pedras, fibras vegetais (folhas secas, capim) ou animais (lã de ovelha, crina de cavalo). Mesmo assim, necessita-se de uma grande espessura das paredes – acima de 50 centímetros.

Estas paredes são muito vulneráveis à umidade. “Isso tem sido contornado com a construção de beirados salientes ou pela proteção delas com telhas de cerâmicas presas a sua superfície externa” [3].

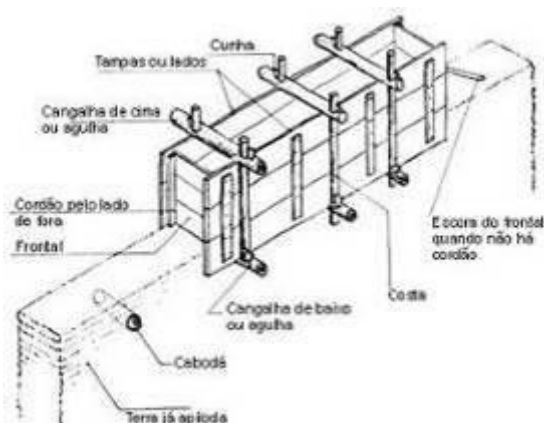


Figura 3 – Técnica da taipa de pilão.

Fonte: <http://vilavera.com.br/taipa.htm> [4].

○ Taipa de Mão - a taipa de mão está associada à técnica do pau a pique, onde ela é utilizada para fechar as frestas formadas entre os galhos verticais. Executa-se amassando o barro com os pés, mãos ou outros meios (patas de animais) até o mesmo adquirir a consistência devida, quando então é pressionado para dentro das frestas com a mão e alisado manualmente ou com o auxílio de um pedaço de madeira. Normalmente, é colocado em ambos os lados, interna e externamente (Fig. 5).



Figura 4 – Técnica da taipa de mão sobre pau a pique.

Fonte: <http://gammarica.wordpress.com/2012/03/10/pau-a-pique/> [5].

○ Tijolos de Adobe - o adobe já era conhecido na Mesopotâmia e no antigo Egito e seu nome português vem do árabe *al Tob*. Designado pelo tijolo cru, feito de argila compactada e seco ao vento e/ou sol. O barro, misturado com palha ou fibras animais para evitar fissuras, é compactado em armações de madeira (Fig. 5). Podem ser utilizados ainda úmidos na construção de paredes, soldando-se entre si, ou curados, quando se emprega argamassa de barro.



Figura 5 – Técnica dos tijolos de adobe.

Fonte: <http://pensandopra frente.blogspot.com.br/2009/06/adobe.html> [6].

## Atualidade

Diante do atual panorama mundial e a necessidade de um desenvolvimento sustentável, observa-se uma crescente busca por alternativas para uma sociedade em harmonia com seu habitat natural. Tal possibilidade pode ser visualizada nas construções sistematizadas em terra crua, isto é, alvenarias e vedações constituídas por barro não cozido.

O emprego da terra crua como matéria-prima para construções remonta a mais de 10 mil anos, sendo a África e o Oriente Médio as regiões como os registros mais remotos.

Tais técnicas, transpostas para um contexto contemporâneo, podem proporcionar uma mudança no modo de construção atual, visando, além do espaço construído, edificações que zelem pela sustentabilidade, reduzindo a emissão de carbono no seu processo de produção e resgatando uma tradição cultural.

Este tipo de edificação minimiza impactos ambientais em âmbitos diversos, tais como: menor emissão de carbono devido ao baixo consumo de matérias-primas provenientes de petróleo ou cimento, assim como o aproveitamento das propriedades de isolamento termo-acústico devido à densidade elevada do barro – minimizando o emprego de equipamentos de aquecimento e refrigeração.

Além disso, o sistema construtivo baseado em terra crua visa a utilização da matéria-prima disponível no local – a própria terra do terreno, reduzindo os custos da obra no que se refere a deslocamentos, fretes e valores com compra de material.

E, para ampliar os aspectos sustentáveis, as edificações em terra crua podem ainda ser aliadas a revestimentos que seguem a mesma linguagem, tais como os rebocos e tintas à base de terra, que também não utilizam compostos químicos ou poluentes.

## Superadobe

O superadobe é uma técnica atual no Brasil que emprega a terra crua compactada em sacos de polipropileno enfileirados um sobre o outro. “Poderá ser uma simples forma de reciclar resíduos dos produtos agrícolas como os sacos do adubo ou das rações que na sua maioria são em polipropileno” [7]. As paredes de 40 centímetros de espessura se consolidam com a colocação da estrutura do telhado e das telhas (Fig. 6).



Fig.6 – Terra crua compactada em sacos de polipropileno, consolidadas com o peso do telhado.

Fonte: [http://sitioamarelo.blogspot.com.br/2010\\_04\\_01\\_archive.html](http://sitioamarelo.blogspot.com.br/2010_04_01_archive.html) [8].

A próxima etapa é eliminar os sacos de polipropileno, queimando-os com o auxílio de um maçarico. Um chapisco bem ralo vem a seguir, com duas porções de areia lavada, sem peneirar, para uma de cimento (Fig. 7).



Fig.7 – Eliminados os sacos de polipropileno, faz-se um chapisco bem ralo..

Fonte: [http://sitioamarelo.blogspot.com.br/2010\\_04\\_01\\_archive.html](http://sitioamarelo.blogspot.com.br/2010_04_01_archive.html) [9].

O reboco propriamente dito vem após o chapisco (Fig. 8). Um dos traços mais utilizados é executado com a proporção de quatro medidas de terra peneirada, uma de areia passada na peneira fina e uma de cimento.



Fig.8 – Após o chapisco, vem o reboco à base de terra.

Fonte: [http://sitioamarelo.blogspot.com.br/2010\\_04\\_01\\_archive.html](http://sitioamarelo.blogspot.com.br/2010_04_01_archive.html) [10].

Depois de o reboco secar, costuma aparecer pequenas rachaduras, sanadas com a aplicação de uma nata fina, feita com duas pás de barro, meia de cimento e meia de areia. Esta mistura deve ser aplicada com o auxílio de uma bucha.



Esta técnica é muito mais rápida de executar do que os tradicionais tijolos de adobe, por não ser necessário secar os tijolos individualmente. Outra vantagem é o fato de poder ser implantado em qualquer tipo de local pois não depende do tipo de solo utilizado na sua execução.

### **Conforto Ambiental e Sustentabilidade**

Por suas características próprias, as construções em terra crua possuem muitas vantagens no que diz respeito às questões de conforto ambiental, tais como:

- Regulam a umidade interna: por realizarem trocas de vapor d'água diretamente com o ar, as paredes de terra promovem níveis constantes de umidade ideais para a saúde humana, diminuindo a incidência de doenças respiratórias; além disso, como os níveis de umidade são relativamente baixos, também previnem a formação de fungos;
- Possuem uma grande massa térmica: a terra possui a capacidade de armazenar e liberar lentamente o calor do sol, mantendo a temperatura dos ambientes internos constantes e confortáveis, característica importante em locais com climas de grande amplitude térmica ao longo do dia;
- Filtram a radiação eletromagnética: dentro de edificações de terra, as radiações produzidas por antenas de telefonia móvel e redes de alta tensão são praticamente inexistentes.

Com relação às questões de sustentabilidade, pode-se dizer que a terra crua como material construtivo está no topo da lista, pois além de ser um recurso renovável, abundante e local, pela sua constituição, o solo não entra em ciclos de degeneração, sendo durável e não tóxico. “Uma construção tradicional é vernacular por essência, ou seja, utiliza materiais e técnicas próprias de seu lugar, demanda pouca energia para sua construção e demonstra enorme respeito ao meio na qual está edificada; fazendo parte assim do amplo leque das construções sustentáveis” [11].

### **Conclusões**

Atualmente, o setor responsável pela maior parte da exploração dos recursos naturais e, como consequência, o maior contribuinte da degradação ambiental, é o da construção civil. Alternativas como a construção sustentável são cada vez mais necessárias, sendo seus princípios básicos: o desenvolvimento de matérias-primas e energias renováveis, redução da quantidade de materiais, reaproveitamento das águas, entre outros.

Deste modo, destaca-se o potencial da arquitetura de terra crua e suas vantagens significativas com relação aos métodos construtivos tradicionais, como a baixa condutibilidade térmica, a absorção dos ruídos – por ser um material poroso, a renovação do ar e sua incombustibilidade.

No entanto, nos dias de hoje, a sociedade vê a terra crua como um material ligado à pobreza e também à Doença de Chagas – devido ao risco com o inseto denominado barbeiro. Afirma-se, contudo, que realizando a construção em terra das formas mais cuidadosas e adequadas, isto é, sem deixar frestas, este risco é nulo. E, também, que buscando e divulgando as inovações no emprego deste material, pode-se mudar a desajustada percepção e os preconceitos ligados ao mesmo, uma vez que dotam o material de uma excelente qualidade e nova aparência, podendo ser uma alternativa viável para o problema habitacional brasileiro.

### **Referências**

- [1] Informação obtida em [http://www.escoladesenvolver.com.br/fotos/atividades/48\\_121\\_missoes2012\\_068\\_\(1024x768\).jpg](http://www.escoladesenvolver.com.br/fotos/atividades/48_121_missoes2012_068_(1024x768).jpg), em 17/12/2013.
- [2] Informação obtida em <http://www.cultura.sp.gov.br/StaticFiles/SEC/Condephaat/Bens%20Tombados/Imagem/00338-1973-Principal.jpg>, em 17/12/2013.
- [3] WEIMER, Günter. *Arquitetura popular brasileira*. São Paulo: Martins Fontes (2005), p. 260

- [4] Informação obtida em <http://vilavera.com.br/taipa.htm>, em 13/12/2013.
- [5] Informação obtida em <http://gammarica.wordpress.com/2012/03/10/pau-a-pique/>, em 13/12/2013.
- [6] Informação obtida em <http://pensandoprafrente.blogspot.com.br/2009/06/adobe.html>, em 13/12/2013.
- [7] Informação obtida em <http://www.arquitecto.no.comunidades.net/index.php?pagina=1365686505>, em 15/12/2013.
- [8,9,10] Informação obtida em [http://sitioamarelo.blogspot.com.br/2010\\_04\\_01\\_archive.html](http://sitioamarelo.blogspot.com.br/2010_04_01_archive.html), em 14/12/2013.
- [11] Informação obtida em <http://ambiente.hsw.uol.com.br/adobe.htm>, em 14/12/2013.



## Aproveitamento de solo argiloso laterítico do sul do Brasil para uso em pavimentos econômicos

CÂNDIDA Bernardi<sup>1, a</sup>, GRACIELI Borré<sup>1, b</sup>, LILIANE Bulligon<sup>1, c</sup>, CRISTIANO Della Flora<sup>1, d</sup>, PEDRO Goecks<sup>1, e</sup>, LUCAS Pufal<sup>1, f</sup>, MARIANA Bamberg do Amaral<sup>1, g</sup>, CARINE Norback<sup>1, h</sup>, TATIANE Thomas Soares<sup>1, i</sup>, Me. CARLOS Alberto Simões Pires Wayhs<sup>1, j</sup>, Dr. CESAR Alberto Ruver<sup>2, k</sup>, Dr. CEZAR Augusto Burkert Bastos<sup>2, l</sup>

<sup>1</sup> Departamento de Ciência Exatas e Engenharias – DCEEng – Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ, Rua do Comércio, 3000, Bairro Universitário, Ijuí, Brasil.

<sup>2</sup> Escola de Engenharia – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Avenida Itália, Km 8, Bairro Carreiros, Rio Grande, Brasil

<sup>a</sup>candidabernardi@hotmail.com, <sup>b</sup>graborre@gmail.com, <sup>c</sup>libbonadimam@yahoo.com.br, <sup>d</sup>cristiano.schmidtdellaflora@gmail.com, <sup>e</sup>pedro.goecks@hotmail.com, <sup>f</sup>lucaspufal@hotmail.com, <sup>g</sup>marianabambergamaral@hotmail.com, <sup>h</sup>carine\_norback@hotmail.com, <sup>i</sup>tsoares2@hotmail.com, <sup>j</sup>engcaw@gmail.com, <sup>k</sup>cesar.ruver@gmail.com, <sup>l</sup>cezurbastos@furg.br

**Palavras-chave:** Solos, Materiais Alternativos, Pavimentação, Argilas Lateríticas, Misturas.

**Resumo.** Para um país como o Brasil que tem a necessidade de vultosos investimentos em infraestrutura, a inserção de conceitos de sustentabilidade e responsabilidade social, e a escassez de recursos financeiros para atendimento das demandas são fortes razões para o uso de materiais alternativos locais na construção e manutenção de rodovias. Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo descrever os resultados da pesquisa que avalia o uso de solo laterítico argiloso proveniente do extremo sul do Brasil, em bases e sub-bases para execução de pavimentos mais econômicos, no estado natural e misturados a areia, a pó de pedra e a brita. Este solo é utilizado localmente como subleito de rodovias pavimentadas e de leito estradal de não pavimentadas, cuja ocorrência é em toda a região noroeste do Rio Grande do Sul o que contribui para a sua fácil obtenção e complementarmente reduz drasticamente o passivo ambiental que a pavimentação de vias provoca. A pesquisa utiliza tanto a metodologia tradicional, já amplamente reconhecida como não muito adequada para os solos tropicais como este solo laterítico fino, bem como a metodologia MCT, criada especificamente para estes tipos de solos. Os resultados da pesquisa são estimulantes para a continuidade dos estudos, uma vez que, no estágio atual da investigação, parece possível o emprego deste solo na constituição de bases e sub-bases, respectivamente, de rodovias vicinais e de pavimentos econômicos.

### Introdução

O Brasil é um país que tem a maior parte de sua produção escoada por rodovias, sendo este um sistema oneroso de transporte e que necessita de reparos e manutenções. A responsabilidade pela implantação e manutenção das malhas viárias está nos poderes públicos: federal, estadual e municipal, mas devido a crises e a falta de recursos financeiros, poucos investimentos são feitos. Os reflexos dessa situação são sentidos nos altos custos dos transportes rodoviários pagos no Brasil.

De acordo com [1] independentemente das razões históricas e econômicas que convergiram para a consolidação das rodovias como principal modalidade de transporte no país, a sua utilização de forma ineficiente e a ausência de um incentivo à multimodalidade implicam custos logísticos significativamente altos, comparativamente a outros países de características geográficas similares.

Essa situação é agravada por uma oferta insuficiente de infraestrutura rodoviária, tanto em termos de extensão quanto em qualidade das vias.

As técnicas usadas para estudos geotécnicos que visam à elaboração de projetos rodoviários assim como os métodos aplicados no dimensionamento de pavimentos e classificação de materiais seguem as mesmas diretrizes gerais elaboradas por órgãos de países como os da Europa e Estados Unidos. Nestes países as condições climáticas são distintas das encontradas no Brasil. Como o clima é um fator preponderante na formação dos solos por processos de intemperismo físico, químico e biológico, entre outros, aplicados às suas respectivas rochas de origem, essas metodologias de dimensionamento e classificação apresentaram incongruências quando aplicadas em países de clima tropical e úmido como o Brasil.

Além do mais, os altos custos financeiros de transporte de agregados naturais obtidos cada vez mais distantes assim como de agregados produzidos por britagem de rocha, somados aos custos dos passivos ambientais dessas soluções, vêm incentivando a busca de materiais alternativos, comumente desprezados para esse fim pelas citadas metodologias tradicionais, especialmente para a pavimentação de vias de baixo volume de tráfego.

Com o intuito de aprimorar o conhecimento dos solos tropicais para uso em pavimentos, desenvolveu-se no estado de São Paulo uma nova sistemática para a classificação dos solos: a Metodologia MCT proposta por Nogami e Villibor, fundamentada a partir da constatação de peculiaridades de comportamento observadas em camadas de pavimentos constituídos de solos finos. Esta nova metodologia possibilitou a implantação de diversas rodovias de baixo volume de tráfego e de vias urbanas por todo o estado brasileiro de São Paulo. O êxito dado à inovação permitiu a sua aplicação para todas as regiões de clima tropical.

O uso de solos na engenharia é uma técnica usualmente conhecida, e seus estudos tecnológicos são frequentemente tema de muitas pesquisas. Sendo um material abundantemente encontrado em todas as regiões e com menor valor de aquisição, é de grande importância o conhecimento de suas propriedades para o seu melhor aproveitamento. Com este objetivo em meados de 2012 propôs-se o projeto de pesquisa denominado “Estudo de Solo Argiloso Laterítico para Uso em Pavimentos Econômicos” vinculado ao Grupo de Pesquisa institucional da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ: “Pesquisa em Novos Materiais e Tecnologias para Construção”. Esta pesquisa tem como objetivo avaliar o uso de solo argiloso, de caráter laterítico de acordo com a metodologia MCT, proveniente da cidade de Ijuí/RS, em bases e sub-bases de pavimentos econômicos, seja no estado natural ou misturados a agregados finos como areia e pó de pedra, e agregados grossos como britas.

## **Metodologia**

A metodologia do trabalho está alicerçada nas seguintes etapas: retirada e preparação das amostras de solo, realização de ensaios tradicionais de caracterização e compactação do solo natural, execução de ensaios da classificação MCT, definição das proporções de misturas de solo natural com areia, pó de pedra e brita (ALA - argila laterítica mais areia, ALPP – argila laterítica mais pó de pedra, SLAD – solo laterítico mais agregado descontínuo), realização de ensaios tradicionais de caracterização e compactação das misturas e ensaios da metodologia MCT das misturas com agregado fino.

O município de Ijuí, localizado no noroeste do estado do Rio Grande do Sul, extremo sul do Brasil, de acordo com o Informativo da EMATER/RS de julho de 1999, que atualizou a Classificação Taxonômica das Unidades de Mapeamento do Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado do Rio Grande do Sul, se insere na unidade de mapeamento LATOSSOLO VERMELHO Distroférico típico [2]. Já a área em que se localizam os materiais estudados está inserida na região geológica da Formação Serra Geral, que segundo o IBGE [3], é considerada como um agrupamento de vulcanitos predominantemente basálticos entremeados com termos ácidos, sobretudo no topo do



NBR 6508/1984. Os ensaios de compactação foram executados conforme o método de ensaio determinado pela NBR 7182/1986 utilizando as energias normal, intermediária e modificada. Todas as amostras dos ensaios de caracterização e de compactação descritos acima foram preparadas de acordo com a NBR 6457/1986. Já a determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR) foi feita conforme prescreve a NBR 9895/1987. Todos os ensaios citados acima foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da UNIJUÍ.



Figura 2. Foto do local da retirada das amostras do solo argiloso

Os ensaios realizados para a classificação MCT e para uso da metodologia MCT da argila vermelha e das misturas ALA e ALPP foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Concreto da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Rio Grande - FURG de acordo com o especificado por Nogami e Villibor [4], dentre eles estão: M1 – Ensaio de Compactação Mini-Proctor; M2 – Ensaio Mini-CBR e Expansão; M5 – Ensaio de Compactação Mini-MCV; M8 – Ensaio da Perda de Massa por Imersão e M9 – Classificação Geotécnica MCT. Os resultados dos ensaios de abrasão Los Angeles e sanidade (durabilidade pelo emprego de sulfato de sódio) foram realizados na Universidade Federal de Santa Maria.

As misturas de solo natural com areia, pó de pedra e britas foram definidas baseadas na sugestão de Villibor e Nogami [5]. Como o solo natural foi classificado como LG' (laterítico argiloso) as misturas foram realizadas com adição de areia média fina ou pó de pedra na proporção em peso de 20, 30 e 40%, sendo chamadas respectivamente de ALA 20 %, ALA 30% e ALA 40% e ALPP 20%, ALPP 30% e ALPP 40%, Já para as misturas de solo brita, a proporção das misturas deveriam ter 40%, 45% e 50 % de agregado graúdo respectivamente. Porém no decorrer dos ensaios analisou-se que estas proporções de misturas não atendiam ao especificado. Portanto, além das misturas iniciais estudadas, foram ensaiadas misturas de 60%, 65% e 70% em substituição em massa de brita 1, e ainda uma mistura composta de 24% de brita 1 e 36% de brita 2 na proporção total de 60% de brita na mistura.

## Resultados

Como informado anteriormente, a proposta é estudar várias misturas ALA, ALPP e SLAD. Primeiramente foi ensaiado o solo natural e posteriormente as misturas com areia, com pó de pedra e com britas. Na Tabela 1, apresenta-se para o solo no estado natural e para as misturas ALA e ALPP os resultados dos limites de liquidez (LL), limites de plasticidade (LP) e índices de plasticidade (IP). Percebe-se que o LL e IP diminuem com o acréscimo de areia e pó de pedra, como esperado. A variação da proporção das misturas influencia, mas não muito no índice de plasticidade que diminui pouco à medida que se aumenta os teores de agregado fino na mistura.

Tabela 1. Resultados dos limites de Atterberg

	LL (%)	LP (%)	IP
Solo Natural	65	39	26
ALA 20%	45	37	11
ALA 30%	49	39	10
ALA 40%	43	35	8
ALPP 20%	48	31	17
ALPP 30%	45	34	11
ALPP 40%	43	31	12

Quanto às classificações de solos tradicionais, partindo do Sistema Unificado de Classificação de Solo – SUCS, a argila vermelha foi classificada como um solo MH, representando um silte de alta plasticidade, pois apresentou um alto limite de liquidez, acima de 50%. As misturas ALA e ALPP foram classificadas como ML - silte de baixa plasticidade, pois apresentaram limite de liquidez abaixo de 50%. Para a classificação pelo Sistema Rodoviário, a partir da granulometria, dos limites de consistência e dos índices de grupo foi possível classificar o solo natural como um A-7-5 (solo argiloso), a mistura ALA 20% e as misturas ALPP foram classificadas também como A-7-5, e as misturas ALA 30% e ALA 40% foram classificadas como A-5 (solo siltoso). Segundo DNIT [6], os solos do grupo A-7-5 encerram materiais com índice de plasticidade moderado em relação ao limite de liquidez, podendo ser altamente elástico e sujeito a elevadas mudanças de volume, e com comportamento para subleito considerado sofrível a mau.

Na Fig. 3 apresentam-se as curvas granulométricas do solo natural, da areia média fina, do pó de pedra, das misturas ALA e das misturas ALPP. Percebe-se que a areia tem uma granulometria mais fina que o pó de pedra e que ambos os materiais tem distribuição de grãos uniformes. Já na Fig. 4 apresentam-se as curvas granulométricas das britas assim como das misturas SLAD.

Villibor e Nogami [5] recomendam que nas misturas SLAD o agregado britado deva atender a características de resistência dos grãos e de granulometria. Para a primeira, o resultado do ensaio de abrasão Los Angeles deve ser menor de 50% e para a segunda característica a brita deve atender os requisitos de 100% passando na peneira 1” e no máximo 10% passando na peneira de 2 mm. Foi realizado na Universidade Federal de Santa Maria o ensaio de Abrasão Los Angeles, apresentando 10,85% de perda de material graúdo, resultado bem abaixo do mínimo recomendado. Além disso apresentou perda de 1,41% do material graúdo no ensaio de sanidade (ensaio de durabilidade pelo emprego de sulfato de sódio), valor igualmente baixo. Já ao analisar a curva granulométrica observa-se que a brita atende ao recomendado quanto a granulometria, ou seja, 100 % passante na peneira de 2” (50,8 mm) e no máximo 10 % passando na peneira 2 mm .

O solo natural e as misturas ALA, ALPP e SLAD apresentaram curvas de compactação conforme a Fig. 5, Fig. 6 e Fig. 7. Percebe-se tanto para o solo natural como para as misturas ALA e ALPP que com o aumento da energia de compactação os valores do peso específico aparente seco máximo aumentam e diminuem os valores da umidade ótima, comportamento esperado. Percebe-se também que para todas as misturas com agregado miúdo, com o aumento da porcentagem de agregados ocorreu um aumento do peso específico aparente seco máximo e uma diminuição da umidade ótima, ratificando um resultado também esperado. Percebe-se que o mesmo ocorreu para as misturas SLAD.



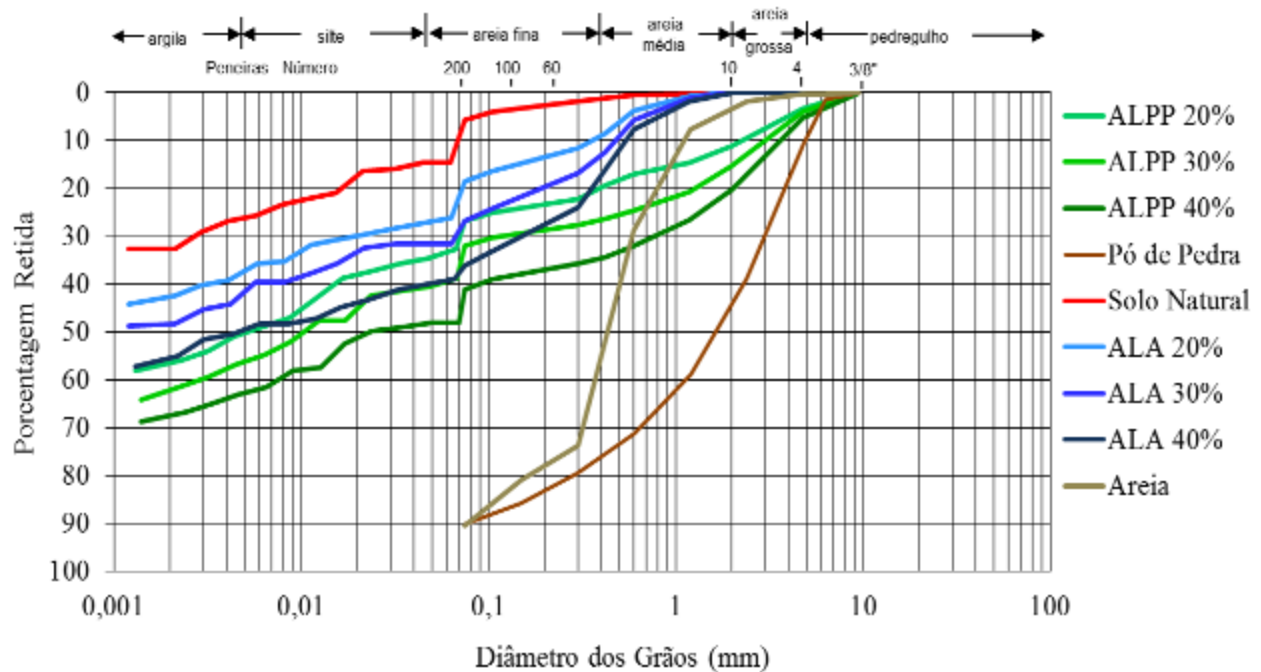


Figura 3. Curva granulométrica da argila, areia, pó de pedra e misturas ALA e ALPP

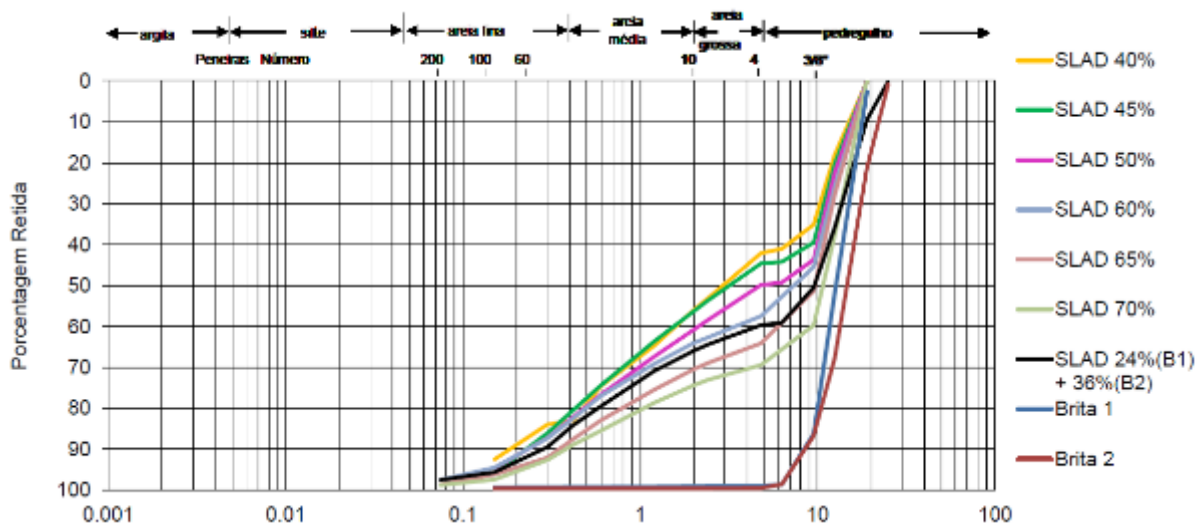


Figura 4. Curvas granulométricas das britas e misturas SLAD

Constam na Tabela 2 os dados dos pesos específicos aparentes secos máximos e das umidades ótimas, tanto do solo natural como para as misturas, nas energias normal (EN), intermediária (EI) e modificada (EM). Para o solo natural, nas três energias as curvas localizam-se na porção inferior direita, distantes das curvas das misturas. Já para as misturas ALA, ALPP e SLAD estas curvas são crescentes, porém próximas. Conforme mencionado, com o aumento do teor de agregados nas misturas aumentam o peso específico aparente seco máximo e reduz o teor de umidade ótima de compactação.

Para análise da resistência do solo e das misturas foram realizados ensaios de CBR (California Bearing Ratio). A Fig. 8 mostra uma comparação entre os resultados de CBRs do solo natural e das misturas ALA. Percebe-se um pequeno aumento na resistência devido à adição de um material mais resistente que o solo, mas há certa variabilidade nos resultados, reforçando que o CBR não é um ensaio que caracteriza bem os solos finos.

A mesma análise pode ser feita na comparação dos resultados de CBR das misturas ALPP da Fig. 9, onde há um aumento na resistência com a adição de pó de pedra, mas não significativa.

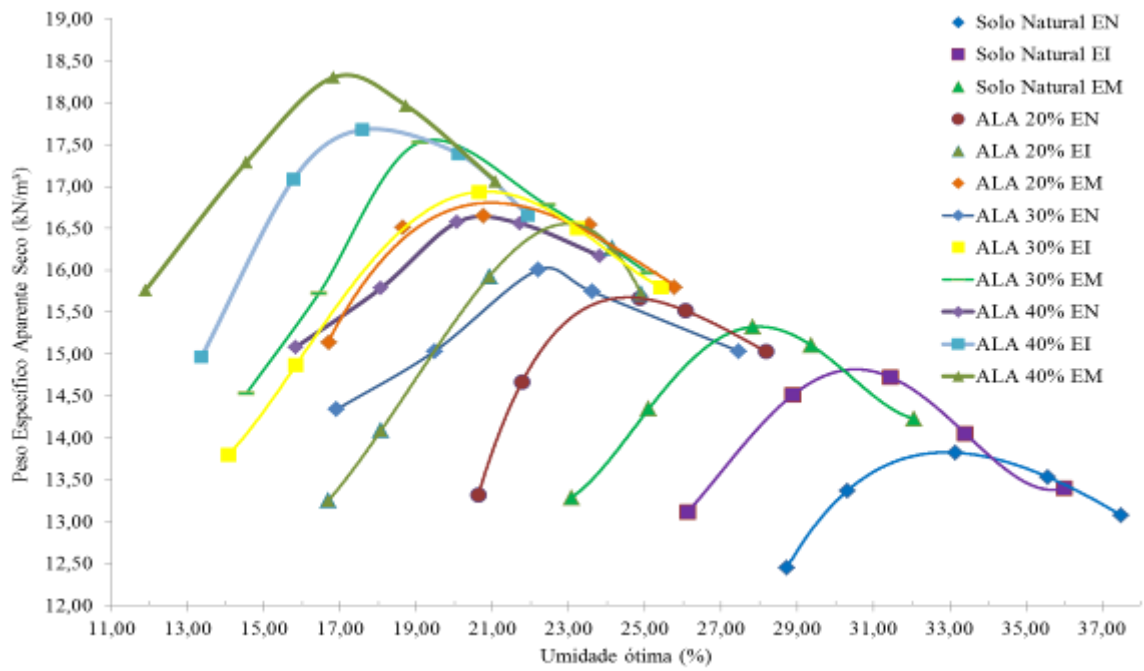


Figura 5. Curva de compactação da argila vermelha e das misturas ALA

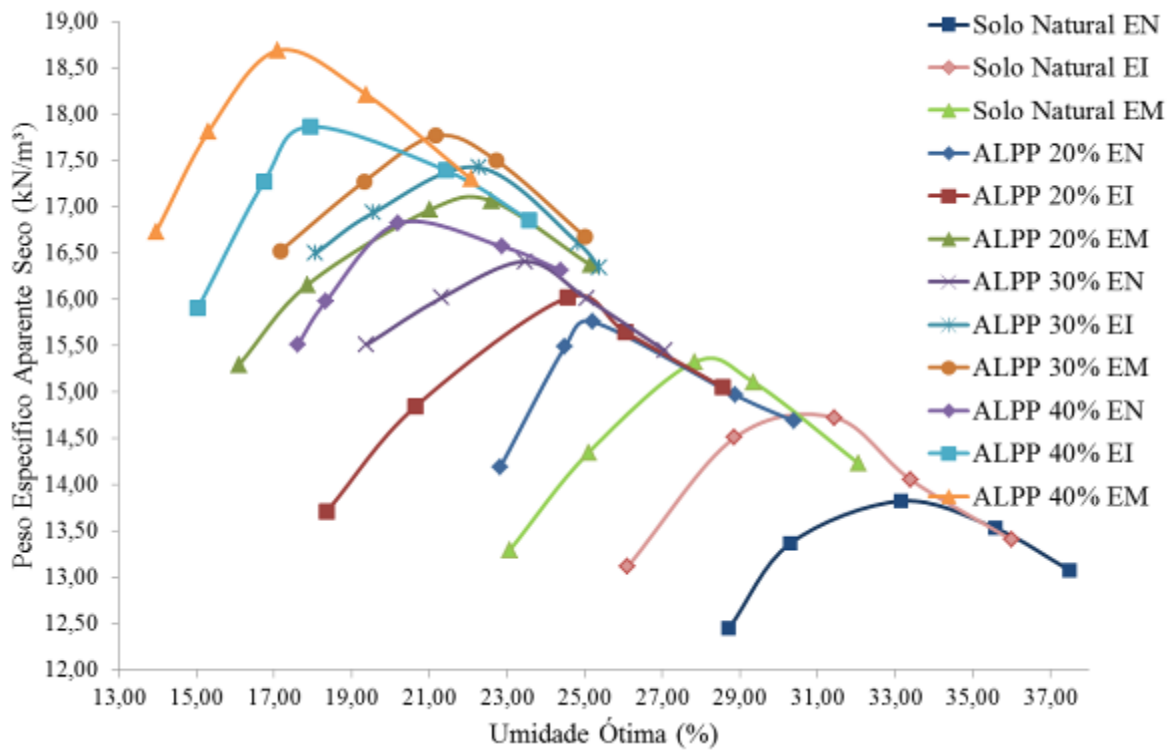


Figura 6. Curva de compactação da argila vermelha e das misturas ALPP

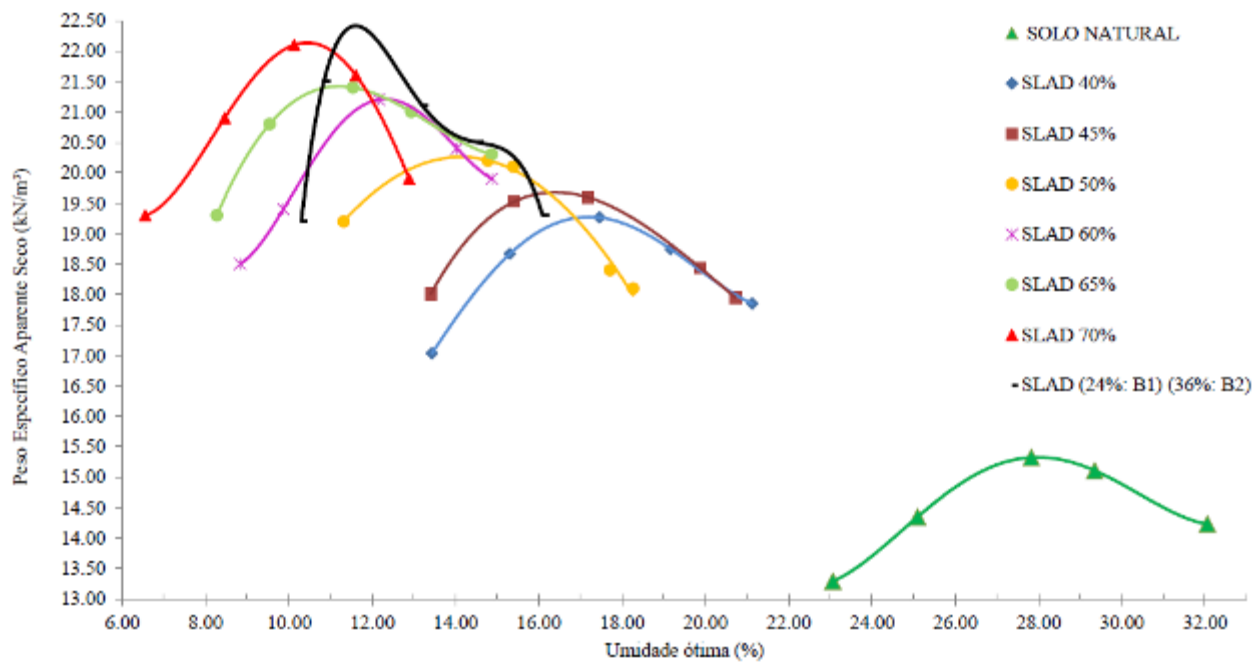


Figura 7. Curvas de compactação na energia intermediária da argila vermelha e das misturas SLAD

Tabela 2. Valores de umidade ótima e PEAS máximo de ensaio de compactação

Mistura	Energia de Compactação	$\rho_d$ (Kg/dm <sup>3</sup> )	$W_{ot}$ (%)	Mistura	Energia de compactação	$\rho_d$ (Kg/dm <sup>3</sup> )	$W_{ot}$ (%)
Solo Natural	Normal	1.384	33.00	SLAD 40%	Modificada	1.926	17.50
	Intermediaria	1.475	31.00				
	Modificada	1.540	28.00				
ALA 20%	Normal	1.590	23.50	SLAD 45%	Modificada	1.070	16.40
	Intermediaria	1.655	23.00				
	Modificada	1.680	21.00				
ALA 30%	Normal	1.600	22.50	SLAD 50%	Modificada	2.075	15.00
	Intermediaria	1.690	21.00				
	Modificada	1.750	19.50				
ALA 40%	Normal	1.660	20.75	SLAD 60%	Modificada	2.120	12.40
	Intermediaria	1.770	18.00				
	Modificada	1.830	17.00				
ALPP 20%	Normal	1.577	25.00	SLAD 65%	Modificada	2.140	11.50
	Intermediaria	1.610	24.00				
	Modificada	1.710	22.10				
ALPP 30%	Normal	1.640	23.50	SLAD 70%	Modificada	2.210	10.00
	Intermediaria	1.740	22.00				
	Modificada	1.778	21.50				
ALPP 40%	Normal	1.680	20.50	SLAD 24%(B1) + 36%(B2)	Modificada	2.160	11.57
	Intermediaria	1.750	18.00				
	Modificada	1.870	17.50				

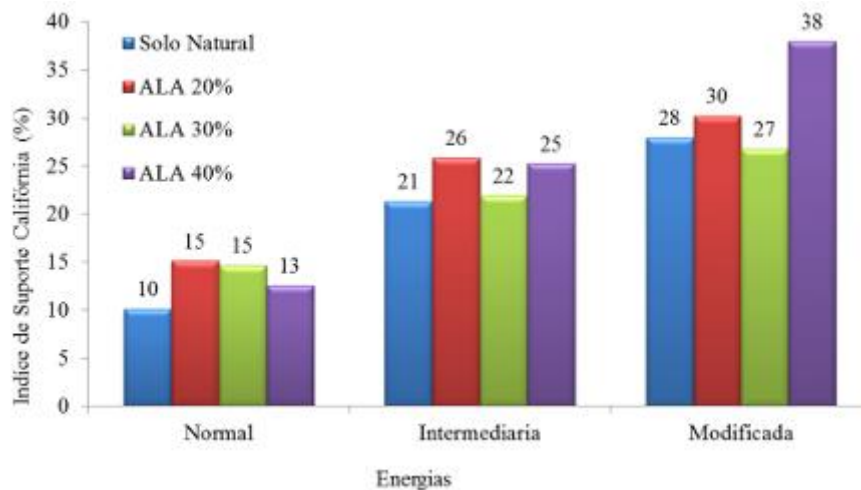


Figura 8. Comparação entre os valores de CBR do solo natural e das misturas ALA

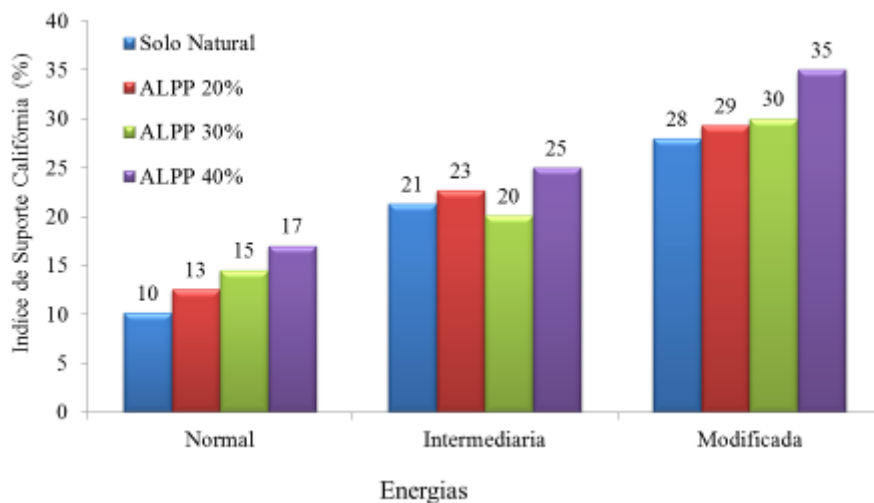


Figura 9. Comparação entre os valores de CBR do solo natural e das misturas ALPP

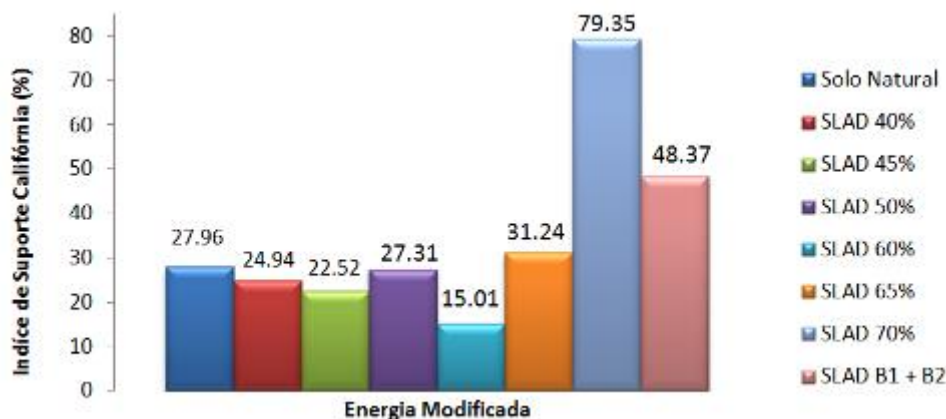


Figura 10. Comparação entre os valores de CBR do solo natural e das misturas SLAD

Já para as misturas SLAD percebe-se na Fig. 10 que os valores dos CBRs não mudam muito, e não segue uma tendência, isto se deve a mistura ser descontínua. Os baixos valores de CBR ocorreram devido aos grãos de brita ainda estarem imersos na massa de solo e não estarem em contato entre si. De acordo com DNIT [6], os materiais para uso em subleitos devem apresentar uma expansão menor ou igual a 2% e um  $CBR \geq 2\%$ . Analisando os resultados das Fig. 8 e 9, percebe-se que na energia normal (energia recomendada para subleito), tanto o solo natural como as misturas podem ser usadas para subleito, pois satisfazem as recomendações. Para uso em sub-base, o DNIT [6] recomenda que os materiais apresentem  $CBR \geq 20\%$ ,  $IG = 0$  e  $expansão \leq 1\%$ . Analisando os

resultados obtidos na energia intermediária percebe-se que o solo natural e todas as misturas atendem parcialmente a recomendação, eles apresentam  $CBR \geq 20\%$  e expansão  $\leq 1\%$ , mas o índice de grupo das misturas com agregado fino são diferentes de 0. Na Tabela 3 apresentam-se os valores de CBR e expansão do solo natural e das misturas SLAD.

Tabela 3. Valores de CBR e da expansão do solo natural e das misturas SLAD

	ISC (%)	Expansão
Solo Natural	27,96	0,54
SLAD 40%	24,94	0,29
SLAD 45%	22,52	0,13
SLAD 50%	27,31	0,27
SLAD 60%	15,01	0,12
SLAD 65%	31,24	0,02
SLAD 70%	79,35	0,07
SLAD 24%(B1) + 36%(B2)	48,37	0,14

A norma DNIT-ES 098/2007, prescreve a sistemática usada para a execução de base de solo laterítico estabilizada granulometricamente, e entre seus requisitos está que a expansão deve ser menor que 0,2 % e que o Índice de Suporte Califórnia (CBR) deve obedecer aos seguintes valores relacionados ao número N de operações do eixo padrão de 8,2t, para o período de projeto:  $CBR \geq 60\%$  para  $N \leq 5 \times 10^6$  e  $CBR \geq 80\%$  para  $N > 5 \times 10^6$ . Percebe-se que apenas a mistura SLAD 70% atende o recomendado quanto aos valores de CBR, assim como todas as misturas SLAD atendem quanto aos valores de expansão com exceção das misturas SLAD 40 % e SLAD 50 %.

No Laboratório de Geotecnia e Concreto da Universidade Federal do Rio Grande – FURG foram realizados ensaios para a classificação MCT do solo natural e das misturas estudadas. Os valores obtidos para  $c'$  (coeficiente angular),  $d'$  (coeficiente de inclinação), e  $P_i$  (perda de massa por imersão) para mini-MCV, foram respectivamente os apresentados na Tabela 4.

Tabela 4. Valores correspondentes aos ensaios MCT

	Solo Natural	ALA 20%	ALA 30%	ALA 40%	ALPP 20%	ALPP 30%	ALPP 40%
$c'$	2,86	2,00	1,91	1,72	1,91	1,91	1,91
$d'$	41,50	136,87	81,70	72,80	13,59	31,35	36,87
$P_i$	0,0	32,0	25,0	35,0	0,79	0,84	0,94

Com os valores de  $d'$  e  $P_i$  calcula-se o coeficiente  $e'$  pela Eq. (1) abaixo:

$$e' = \left( \frac{P_i}{100} + \frac{20}{d'} \right) \quad (1)$$

Os resultados de  $e'$  para todas as amostras estão descritas na Tabela 5.

Tabela 5: Valores de  $e'$  para todas as amostras

Amostra	$e'$	Amostra	$e'$
Solo Natural	0,78		
ALA 20%	0,78	ALPP 20%	0,80
ALA 30%	0,79	ALPP 30%	0,85
ALA 40%	0,85	ALPP 40%	0,94

Com os valores de  $e'$  e de  $c'$ , pode-se classificar a argila e as misturas como solos de comportamentos lateríticos argilosos – LG' por meio do gráfico de classificação MCT que é apresentado na Fig. 11. Neste gráfico conforme proposto por Villibor e Nogami [5] salientou-se as regiões satisfatórias e recomendadas de solos lateríticos para uso em bases e sub-bases de

pavimentos econômicos. Observa-se que o solo natural encontra-se fora da região satisfatória e/ou recomendada. Já as misturas ALA 20 e 30 % e todas as misturas ALPP situam-se na região satisfatória e a mistura ALA 40 % na região recomendada.

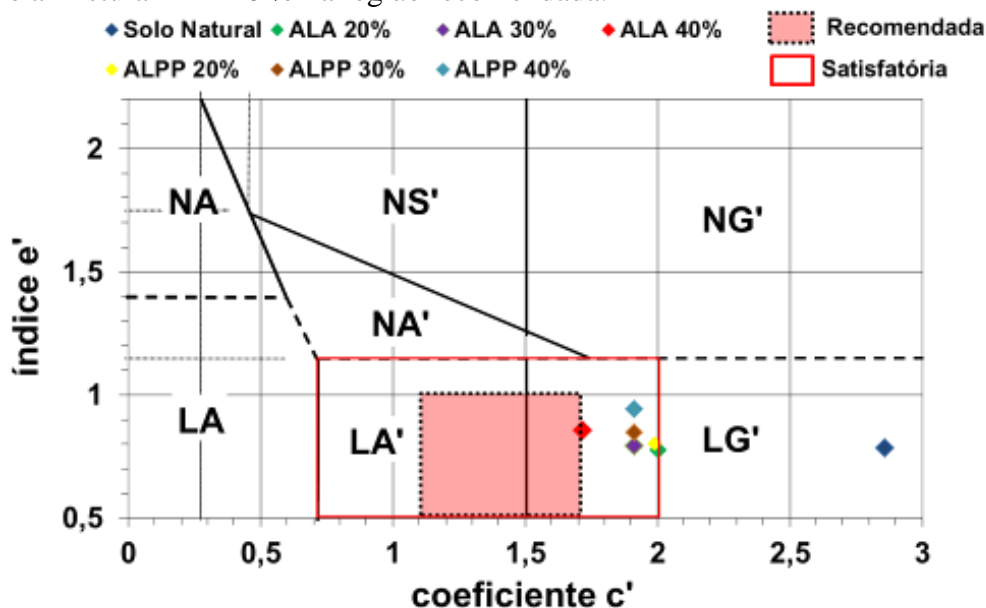


Figura 11. Gráfico de classificação M.C.T. para a argila e as misturas ALA e ALPP

A especificação técnica do DER/SP, ET-DE-P00-015, especifica os critérios que orientam a produção, execução e aceitação de sub-base e base de solo arenoso fino de comportamento lateríticos, SAFL, em obras rodoviárias para o estado de São Paulo. Esta norma especifica que os materiais devem satisfazer as seguintes exigências, quando compactados na energia intermediária:

- mini-CBR sem imersão  $\geq 40\%$ ;
- perda de suporte por imersão inferior a 50%, isto é  $RIS \geq 50\%$ , ou seja, conforme a Eq. 2:

$$RIS = \frac{\text{Mini-CBR com imersão}}{\text{Mini-CBR sem imersão}} \times 100 \quad (2)$$

- expansão com sobrecarga padrão  $\leq 0,3\%$ ;
- devem pertencer aos grupos LA, LA' e LG' da classificação MCT.

Foram realizados os ensaios de mini-CBR com e sem imersão do solo natural e das misturas ALPP. Analisando os resultados, para a umidade ótima, todas as amostras tiveram uma relação RIS acima de 50%, e uma expansão abaixo de 0,3% conforme se apresenta na Tabela 6, mas em compensação nenhuma amostra apresentou Mini-CBR sem imersão acima de 40%, assim as amostras atenderam parcialmente o especificado pela norma paulista. Aguardam-se os resultados de mini-CBR para as misturas ALA, onde se espera que pelo menos a mistura ALA 40% deva atender também a exigência de mini-CBR sem imersão  $\geq 40\%$ .

Amostra	RIS	Expansão
Solo Natural	67,70%	0,02%
ALPP 20%	59,40%	0,00%
ALPP 30%	68,20%	0,02%
ALPP 40%	53,60%	0,14%

## Conclusões

Analisando os ensaios da sistemática MCT e a metodologia proposta por Villibor e Nogami (2009), conclui-se que para o solo natural e as misturas com agregado fino:

- O solo natural encontra-se fora da região satisfatória do Gráfico de Classificação MCT proposta pelos pesquisadores da metodologia. As misturas ALA 20 % e 30% e todas as misturas ALPP encontram-se na região satisfatória e a mistura ALA 40% encontra-se na região recomendável;
- Já os resultados de Mini-CBR imersos apresentaram valores similares ao ensaio de CBR tradicional apesar de alguma dispersão mostrando que é viável substituir o ensaio tradicional pelo ensaio com amostra reduzida mini-CBR imerso, fato que gera uma grande economia de tempo e de quantidade de material necessário para a realização dos ensaios;
- Todas as amostras ALPP satisfazem parcialmente as recomendações da norma DER/SP ET-DE-P00-015: atendem quanto aos valores do RIS e não atendem aos valores de mini-CBR não imerso. EM breve terá-se os resultados das misturas ALA e espera-se que todas enquadrem-se nestas recomendações. Os motivos desta expectativa se alicerçam na posição que se encontra a misturas ALA, especialmente a mistura ALA 40% e pelo fato de que apresentam maior quantidade de agregado areia em sua constituição;
- A mistura de melhor desempenho deve ser a ALA 40% e a mistura ideal dependem dos últimos resultados que ainda serão apresentados.

Para as misturas SLAD, considerando-se todos os resultados, pode-se afirmar que a mistura mais econômica e de desempenho suficiente é a SLAD 70%. A utilização desta mistura é uma solução ambiental correta, pelo fato dos materiais utilizados serem facilmente adquiridos e economicamente mais vantajosos, e atende todas as especificações estabelecidas a respeito do seu comportamento mecânico, podendo ser aplicada em rodovias de médio e baixo tráfego.

## Referências

- [1] CNT – Confederação Nacional do Transporte. *Pesquisa CNT de Rodovias 2013*. Relatório Gerencial. Brasília, (2013).
- [2] E.V. Streck, N. Kämpf e E. Klamt. *Atualização da classificação taxonômica das unidades de mapeamento do levantamento de reconhecimento dos solos do estado do Rio Grande do Sul*. Informativo da EMATER/RS, Porto Alegre, v.16, n.9, p.1-5, (julho, 1999).
- [3] IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Projeto RADAM Brasil. (1986) *Levantamento de Recursos Naturais*. Rio de Janeiro. (1986).
- [4] J. Nogami e D.F. Villibor. *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo: Villibor (1995).
- [5] D.F. Villibor e J. Nogami. (2009). *Pavimentos econômicos – tecnologia do uso dos solos finos lateríticos*. São Paulo: Editora Arte & Ciência (2009).
- [6] DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. *Manual de Pavimentação*. 3. ed. Rio de Janeiro (2006).
- [7] Informação obtida em <http://www.hoteljardimeuropa.com.br/imagens/mapa.gif>, em 11/01/2013.

## Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibras de sisal autoadensáveis

MARTINS, A.P.S.<sup>1,a</sup>, SILVA, F.A.<sup>2,b</sup> e TOLEDO FILHO, R.D.<sup>3,c</sup>

<sup>1,2,3</sup>COPPE / Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Centro de Tecnologia, Bloco I, Sala 126, Caixa Postal 68.506, CEP 21.941-942, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

<sup>a</sup>apsm@coc.ufrj.br, <sup>b</sup>fsilva@coc.ufrj.br, <sup>c</sup>toledo@coc.ufrj.br

**Key words:** Soil cement composites, Self-compacting matrix, Mechanical behavior, Sisal fibers, Compressible packing model.

**Resumo.** O escopo dessa pesquisa é o desenvolvimento e a caracterização mecânica de compósitos solo-cimento autoadensáveis, com a incorporação de cinza volante, metacaulinita e fibras de sisal. Um solo residual constituído por 35% de finos e 65% de material granular foi selecionado, e a matriz foi dosada usando um método computacional baseado no Modelo de Empacotamento Compressível (MEC). A reologia da matriz foi ajustada através de ensaios de espalhamento, tendo como objetivo o valor de espalhamento de 600 mm. A matriz apresentou resistência à compressão de cerca de 3,3 MPa após 28 dias de cura. Após 240 dias de cura foi observado um aumento da resistência à compressão para 7,5 MPa. Esse ganho de resistência foi atribuído às reações pozolânicas que ocorreram no sistema. Os compósitos solo-cimento foram produzidos com três diferentes teores de fibras de sisal: 0.5, 1.0 e 1.5% (em relação à massa de solo seco) e comprimento de fibra ( $L_f$ ) de 20 mm. Sob compressão, a incorporação de fibras influenciou de forma significativa o comportamento pós-pico, aumentando a tenacidade e a capacidade de deformação. Sob flexão, a presença de fibras contribuiu para o aumento das resistências de pico e residual, e expressivos ganhos de tenacidade. Os compósitos apresentaram valores de resistência à flexão de pico da ordem de 1,4-1,8 MPa quando foram submetidos a carregamentos de flexão. O uso de fibras de sisal como reforço modificou os mecanismos de fratura dos compósitos, passando de um comportamento frágil para um comportamento dúctil.

### Introdução

A terra crua é usada desde a Antiguidade para a produção de alvenarias, destacando-se os adobes (tijolos secos ao sol), a terra compactada em camadas entre formas (taipa de pilão) e os blocos de terra compactados (btc) [1]. Materiais à base de terra apresentam baixa resistência à ação da água e instabilidade dimensional, entretanto essas características podem ser melhoradas através da estabilização com ligantes hidráulicos tais como o cimento e a cal [2, 3, 4, 5, 6, 7].

Para a produção de misturas solo-cimento compactadas, em geral utiliza-se o teor de umidade ótimo, obtido através do ensaio Proctor, que conduz à máxima densidade seca e à máxima resistência à compressão [8]. Existem poucos estudos na literatura abordando métodos científicos de dosagem para as misturas solo-cimento. Consoli et al. [9] desenvolveram uma metodologia de dosagem para compósitos solo-cimento com matriz arenosa reforçada com fibras de polipropileno, estabelecendo uma correlação matemática entre resistência à compressão e parâmetros da mistura (teor de fibras, teor de cimento e porosidade). O referido método precisa ser testado para outros tipos de solo, de estabilizante químico e de fibras, para alcançar maior abrangência. Posteriormente, da Rocha et al. [10] quantificaram o ganho de resistência de misturas solo-cinza volante-cal em função de parâmetros-chave (peso específico seco, teor de ligante, teor de cinza), apresentando um método versátil que permite otimizar o consumo de resíduos industriais (cinza volante) em detrimento de materiais provenientes de recursos não renováveis (cal), obtendo dosagens mais



eficientes do ponto de vista de sustentabilidade. Ressalta-se também a existência de poucos trabalhos na literatura abordando o comportamento de compósitos solo-cimento em consistência mais fluida para aplicações na área de materiais de construção. Dentre esses, destaca-se o de Cristelo et al. [11], voltado para a estabilização de solos por ativação alcalina da cinza volante, visando a produção de taipa de pilão autoadensável. De forma geral, a incorporação de fibras às matrizes solo-cimento tem como objetivo reduzir a retração por secagem e a fissuração associada à mesma, aumentar a tenacidade e a capacidade de deformação pós-pico do material, mudar o padrão de ruptura (de frágil para dúctil) e aumentar a resistência à tração [12,13, 13, 14, 15, 16, 17, 18].

Segetin et al. [16] investigaram a influência da adição de fibras de linho no comportamento de compósitos solo-cimento à compressão, tendo obtido valores médios de 1,79 MPa para as amostras não fibrosas e 2,49 MPa para as amostras fibrosas. Ghavami et al. [12] observaram mudança no padrão de fratura de compósitos solo-fibra, com ruptura brusca e desintegração total para as amostras não fibrosas e comportamento pós-pico de amolecimento com manutenção de uma certa integridade para as amostras fibrosas. Binici et al. [19] obtiveram melhores respostas à compressão com a incorporação de fibras plásticas, em relação a fibras naturais e sintéticas. As fibras naturais podem produzir diminuição da resistência e da rigidez dos compósitos sob compressão, e aumento do risco de fluência, conforme constatado por Yetgin et al. [20] e Chan [21]. Tang et al. [22] obtiveram aumento da resistência residual e do nível de deformação de ruptura através da adição de fibras de polipropileno a matrizes argilosas.

No comportamento à flexão, Segetin et al. [16] mostraram que compósitos solo-cimento-fibras de linho apresentam, após a fissuração da matriz, uma recuperação na capacidade de suportar cargas e aumentos expressivos de ductilidade e tenacidade. Os compósitos fibrosos alcançaram valores de resistência à flexão na faixa de 0,35 a 0,5 MPa. Comportamento semelhante também foi observado por Mattone [15]. Aymerich et al. [23] ressaltam que sob flexão os benefícios da inclusão de fibras tornam-se mais evidentes após a fissuração da matriz. A partir da abertura suficiente das microfissuras, desencadeiam-se os mecanismos de ponte e arrancamento friccional associados às fibras, resultando em aumento da capacidade de absorção de energia.

No presente trabalho uma matriz solo-cimento autoadensável incorporando cinza volante e metacaulinita foi dosada através do Modelo de Empacotamento Compressível (MEC) proposto por De Larrard [24] e Sedran [25]. Seu comportamento à compressão foi investigado nas idades de 28, 60, 120 e 240 dias, tendo ocorrido expressivos ganhos de resistência ao longo do tempo. A partir de uma matriz de elevado desempenho mecânico e reologia adequada à incorporação de fibras, investigou-se o comportamento mecânico de sistemas compósitos solo-cimento-fibras de sisal. As fibras foram utilizadas como reforço no comprimento de 20 mm e nos teores de 0,5, 1,0 e 1,5% (em relação à massa de solo seco). A caracterização mecânica dos compósitos abrangeu ensaios de compressão uniaxial e flexão em quatro pontos.

## Programa Experimental

**Materiais.** Para o desenvolvimento da matriz solo-cimento autoadensável foram empregados os seguintes materiais: solo, cimento, cinza volante, metacaulinita, água deionizada e superplastificante. O cimento foi do tipo CP II-F-32, fabricado pela Lafarge, com 85-91% de clínquer, 3-5% de gesso e 6-10% de fíler. A cinza volante foi fornecida pela Pozofly Comércio de Cinzas Ltda e a metacaulinita pela Metacaulim do Brasil. O superplastificante (Glenium 51), à base de éter policarboxílico, foi produzido pela BASF, com teor de sólidos de 30,99%. O solo escolhido foi do tipo residual, resultante da decomposição de rochas graníticas e gnáissicas, com distribuição granulométrica constituída por 9% de argila, 26% de silte, 62% de areia e 3% de pedregulho, de acordo com os critérios da ABNT [26]. Foi classificado como “areia argilosa - SC” pelo Sistema Unificado (ASTM) [27], com limite de liquidez de 34% (ABNT) [28] e limite de plasticidade de 16,4% (ABNT) [29]. Ensaios de difração de raios-X mostraram uma predominância de feldspato na sua fração fina, seguido de menores teores de caulinita, mica e carbonatos. A cinza volante foi do

tipo F, conforme (ASTM) [30], e apresentou 1,8% de óxido de cálcio (CaO). Os difratogramas da cinza volante e da metacaulinita indicaram a presença de minerais amorfos, caracterizando o potencial pozolânico desses materiais. Na Figura 1 são apresentadas as curvas granulométricas dos materiais utilizados.

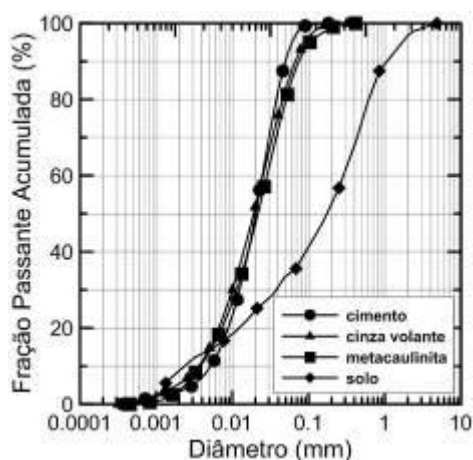


Figura 1 – Curvas granulométricas dos materiais utilizados (cimento, cinza, metacaulinita e solo).

As fibras de sisal foram fornecidas pela APAEB (Associação de Desenvolvimento Sustentável e Solidário da Região Sisaleira, município de Valente, Bahia). As fibras apresentam massa específica de 0,9 a 1,0 g/cm<sup>3</sup> (Toledo Filho) [31], resistência à tração de 400±126 MPa, módulo de elasticidade de 19,0±6,9 GPa e diâmetro de 240 µm [32]. A seção transversal pode ter a forma de ferradura (Figura 2 (a)) ou arco (Figura 2 (b)) [32].

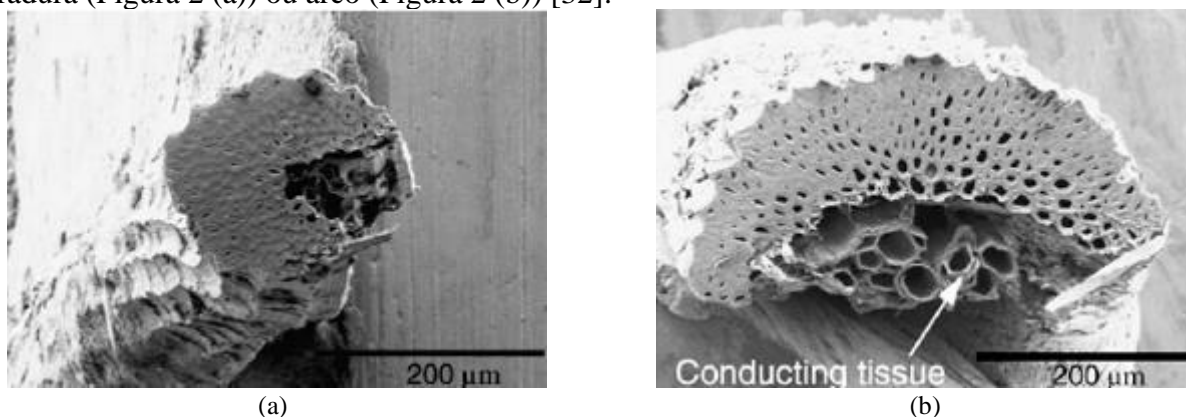


Figura 2 – Morfologia da fibra de sisal (a) forma de ferradura e (b) forma de arco [32].

Antes de serem inseridas nas matrizes as fibras foram lavadas em água quente (100°C) para remoção de resíduos aderidos à superfície, secas em ambiente com temperatura controlada (40°C), penteadas e cortadas no comprimento de 20 mm. Os teores utilizados foram de 0,5, 1,0 e 1,5% (em relação à massa de solo seco).

**Dosagem da matriz com base no Modelo de Empacotamento Compressível (MEC).** A dosagem da matriz solo-cimento autoadensável foi obtida a partir de um modelo matemático validado experimentalmente denominado Modelo de Empacotamento Compressível (MEC). O referido modelo, desenvolvido por De Larrard [24], otimiza a mistura granular seca visando obter a máxima compacidade para o sistema. A previsão da compacidade da mistura foi feita a partir do conhecimento da compacidade das classes que compõem a mistura e de algumas propriedades físicas, químicas e mecânicas dos constituintes. Maiores detalhes sobre o Modelo de Empacotamento Compressível podem ser obtidos em De Larrard [24] e Sedran [25]. O referido método leva em consideração a presença de adições minerais, de aditivos químicos, a compatibilidade cimento-superplastificante e o ponto de saturação do superplastificante, constituindo uma ferramenta eficaz e versátil, que conduz a dosagens com menor consumo de pasta e de ligante. Nos dias atuais, considerando-se os elevados consumo de energia e emissão de CO<sub>2</sub>

associados à produção de cimento, o uso desse método conduz a dosagens mais competitivas do ponto de vista de sustentabilidade.

O MEC compreende dois módulos: o primeiro fornece a compacidade virtual da mistura granular ( $\gamma$ ) (Equações 1 e 2) e o segundo conduz à compacidade real ( $\phi$ ) (Equação 3). Os conceitos de compacidade (virtual e real) podem ser encontrados em De Larrard [24].

$$\gamma^{(i)} = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} y_j \left( 1 - \beta_i + b_{i,j} \beta_i \left( 1 - \frac{1}{\beta_j} \right) \right) - \sum_{j=i+1}^n y_j \left( 1 - a_{i,j} \frac{\beta_i}{\beta_j} \right)} \quad (1)$$

Onde:

$\gamma^{(i)}$  é a compacidade virtual de uma mistura granular com n classes de grãos, ordenados de forma que os diâmetros sejam  $d_1 \geq d_2 \geq \dots \geq d_i \geq d_{i+1} \geq \dots \geq d_n$ , quando a classe  $i^{th}$  é dominante. Para materiais com  $\emptyset < 100 \mu\text{m}$ , a classe é definida pela curva granulométrica, e para materiais com  $\emptyset > 100 \mu\text{m}$  a classe representa o material retido entre duas peneiras consecutivas no processo de peneiramento. Classe dominante é aquela que garante a continuidade sólida do corpo granular;

$y_i$  é a fração volumétrica da classe  $i^{th}$ ;

$\beta_i$  é a compacidade virtual da classe  $i^{th}$ . Representa o volume de grãos contido em um volume unitário, compactado com uma energia ideal que corresponderia ao máximo empacotamento virtual;  $a_{ij}$  e  $b_{ij}$  representam os efeitos parede e afrouxamento, respectivamente, decorrentes da interação entre os grãos. Podem ser determinados experimentalmente ou através de fórmulas [24].

A compacidade virtual da mistura pode ser obtida através da Equação (2)

$$\gamma = \inf(\gamma^{(i)}) \quad (2)$$

Onde *inf* indica o menor valor.

A compacidade virtual ( $\gamma$ ) está relacionada com a compacidade real ( $\phi$ ) através de um escalar “K” (Equação 3), que depende do procedimento usado para promover o empacotamento da mistura. Para materiais com dimensões menores que 100  $\mu\text{m}$  o valor de “K” é igual a 6.7, e para materiais maiores que 100  $\mu\text{m}$  o valor de “K” é igual a 9. A Equação (3) é uma equação implícita em “ $\phi$ ” e permite a determinação da compacidade real a partir de outras variáveis conhecidas

$$K = \sum_{i=1}^n \frac{y_i / \beta_i}{1 / \phi - 1 / \gamma^{(i)}} \quad (3)$$

A implementação do Modelo de Empacotamento Compressível foi feita através do programa BétonlabPro 3, desenvolvido pelo “Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – LCPC”, atualmente “IFSTTAR”, França. Os procedimentos para dosagem utilizando-se o programa BétonlabPro 3 compreenderam 3 etapas. Na primeira etapa foi elaborado um banco de dados com propriedades dos constituintes. Na segunda etapa, os constituintes da mistura foram selecionados a partir do banco de dados e passou-se para a fase de cálculo, com fornecimento de uma composição de partida. Fixou-se o teor de pasta e otimizou-se o esqueleto granular, de forma a obter a máxima compacidade. Por fim (terceira etapa) fixou-se o percentual de agregado e otimizou-se o teor de pasta, de forma a obter as propriedades mecânicas e reológicas desejadas nos estados fresco e endurecido. Maiores detalhes sobre os procedimentos de dosagem podem ser encontrados nos trabalhos de Silva [33] e Cordeiro [34]. A Tabela 1 apresenta os resultados de dosagem obtidos com o auxílio do programa BétonlabPro 3. Além dos resultados da Tabela 1, o programa forneceu como “saída” vários outros parâmetros, dentre os quais a resistência à compressão (28 dias), de 3,4 MPa, e a compacidade da mistura, de 0,663.

**Produção da matriz e dos compósitos.** As misturas foram produzidas em uma argamassadeira planetária com capacidade de 20 litros. Os materiais foram inseridos na seguinte ordem: primeiramente os sólidos (solo, cimento, cinza volante e metacaulinita), em seguida a água, em seguida o superplastificante. Após a inserção de cada constituinte promoveu-se a completa homogeneização das misturas. No caso dos compósitos, após a etapa de adição do superplastificante, procedeu-se à incorporação de fibras, demandando cerca de 15 minutos. Todas as

etapas foram realizadas na velocidade de 125 rpm, exceto após a adição de fibras, quando se aplicou maior energia à mistura (225 rpm) durante 3 minutos. O superplastificante necessitou ser misturado durante 7 minutos, para alcançar a máxima eficiência em relação à dispersão das partículas finas. As fibras (20 mm de comprimento) foram incorporadas nos teores de 0,5, 1,0 e 1,5%, em relação à massa de solo seco, correspondendo a consumos de 6,69, 13,38 e 20,08 kg/m<sup>3</sup> (Tabela 1). A Figura 3 ilustra etapas da produção da matriz e dos compósitos.

Tabela 1 – Resultados de dosagem da matriz (programa BétonlabPro 3).

Constituinte	Consumo [kg/m <sup>3</sup> ]
Solo	1.338,40
Cimento CP II-F-32	192,00
Cinza volante	19,00
Metacaulinita	19,00
Superplastificante Glênium 51 (SP*=2,0%)	12,39
Água corrigida**	452,80
Água contida no SP	8,55
Água total***	461,35
Relação a/c	2,40
Relação a/mc	2,00

SP\* – teor de superplastificante  
 Teor de SP - porcentagem de sólidos do SP/massa de cimento  
 Água corrigida\*\* = (água total - água contida no SP)  
 Água total\*\*\* - água correspondente ao fator água/cimento  
 Relação a/c – relação água/cimento  
 Relação a/mc – relação água/material cimentício



(a)



(b)

Figura 3 – Produção (a) da matriz e (b) dos compósitos.

Imediatamente após a produção das misturas foram realizados ensaios reológicos de abatimento e espalhamento através do cone de Abrams, conforme prescrições da (ABNT) [35] e (ABNT) [36], respectivamente. O molde foi preenchido de forma contínua e sem compactação até o topo. Em seguida foi erguido na direção vertical, sendo registrados os valores de abatimento e espalhamento. Inspeções visuais foram feitas para verificar a não ocorrência de segregação e exsudação. A etapa final do ensaio de espalhamento pode ser visualizada na Figura 4.

Foram estabelecidos valores mínimos de abatimento e espalhamento (matrizes e compósitos) para compatibilizar com a condição autoadensável, de acordo com recomendações de De Larrard [24]. Esses valores foram de 250 e 600 mm, para abatimento e espalhamento, respectivamente. Para as matrizes, o teor de superplastificante da Tabela 1 forneceu valores aquém dos mínimos adotados e precisou ser aumentado para 2,5%, resultando em abatimento de 275 mm e espalhamento de 600 mm. A incorporação de fibras diminuiu a trabalhabilidade das misturas, e os teores de superplastificante foram aumentados de acordo com a Tabela 2, mantendo-se constante a relação água/material cimentício. As misturas apresentaram espalhamento homogêneo, sem segregação e exsudação.

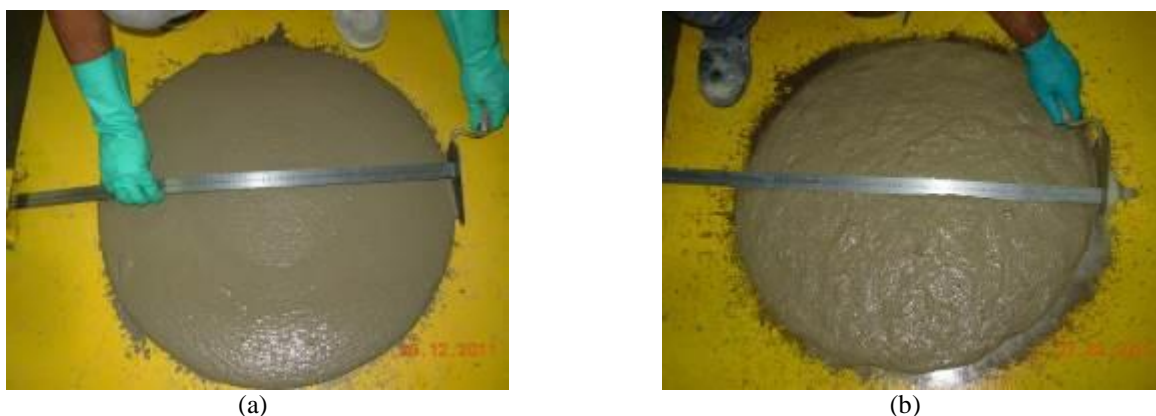


Figura 4 – Ensaio de espalhamento para (a) matriz e (b) compósito reforçado com 1,0% de fibras.

Tabela 2 – Comportamento reológico dos compósitos.

Teor de fibra [%]	Comprimento fibra [mm]	Teor de SP* [%]	Espalhamento [mm]	Abatimento [mm]
0,0	-	2,5	600	275
0,5	20	3,0	600	275
1,0	20	3,5	695	280
1,5	20	5,0	600	255

Teor de SP\* – teor de superplastificante = porcentagem de sólidos do SP/massa de cimento

Após a execução dos ensaios reológicos procedeu-se à moldagem e cura dos corpos de prova. Foram produzidos corpos de prova cilíndricos (5 cm de diâmetro e 10 cm de altura) para os ensaios de compressão (matriz e compósitos) e prismáticos (25 x 40 x 1,8 cm) para os ensaios de flexão (compósitos). No caso dos moldes prismáticos, a massa de mistura colocada em cada molde foi padronizada de acordo com cada teor de fibra incorporado. As amostras 25 x 40 x 1,8 cm foram posteriormente subdivididas em placas de menor largura (4 x 40 x 1,8 cm). Os moldes foram preenchidos sem vibração ou compactação, devido à característica autoadensável das misturas. Após a moldagem, os corpos de prova foram envoltos por uma manta úmida até a desmoldagem, que ocorreu decorridas 48 horas para as amostras cilíndricas e 72 horas para as amostras prismáticas. Os corpos de prova cilíndricos foram capeados no topo e na base com uma mistura de enxofre e cinza volante, visando a regularização das superfícies. Após a desmoldagem as amostras foram levadas para a câmara úmida (temperatura 23°C, umidade relativa de 100%), onde permaneceram até a data dos ensaios mecânicos.

**Ensaio Mecânicos.** O comportamento mecânico da matriz (28, 60, 120 e 240 dias) e dos compósitos (28 dias) foi investigado através de ensaios de compressão uniaxial, realizados de acordo com as prescrições da ABNT [37]. Os ensaios foram realizados em uma máquina de ensaios universais servo-controlada Shimadzu (capacidade de 1000 kN), com controle de deslocamento a uma taxa de velocidade de 0,05 mm/min. Os deslocamentos axiais foram medidos através de dois LVDT's, acoplados a anéis metálicos e posicionados na região central do corpo de prova (comprimento de medida de 50 mm). O deslocamento axial foi a média das leituras dos dois LVDT's. Após a ruptura dos corpos de prova, prolongaram-se os ensaios até alcançar níveis de carga de cerca de 40% da carga de ruptura. Os compósitos também foram submetidos a ensaios de flexão em quatro pontos, executados em uma máquina Shimadzu (capacidade de 100 kN) com controle de deslocamento, a uma taxa de velocidade de 0,3 mm/min. Utilizou-se célula de carga de 100 kN e posicionou-se um LVDT no meio do vão entre apoios extremos, para a obtenção dos deslocamentos. A distância entre os pontos de carga foi de 10 cm, e o vão entre os apoios extremos foi de 30 cm.

## Resultados e discussão

Na Figura 5 (a) é mostrada a evolução da resistência da matriz com a idade e na Figura 5 (b) são apresentadas as curvas típicas tensão *versus* deformação nas idades de 28, 60, 120 e 240 dias. A partir das curvas foram obtidos os parâmetros da Tabela 3 (média de 3 determinações).

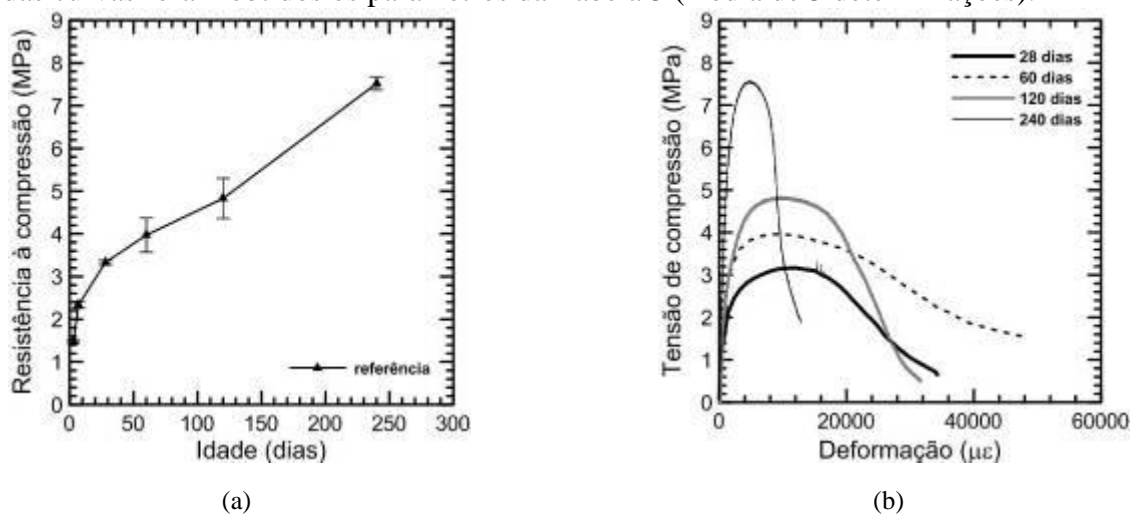


Figura 5 - Resistência à compressão da matriz de referência (a) evolução da resistência com a idade e (b) curvas típicas para as idades de 28, 60, 120 e 240 dias.

Tabela 3 - Resultados dos ensaios de compressão uniaxial para a matriz de referência. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

Mistura	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\epsilon_{\text{rupt}}$ [ $\mu\epsilon$ ]	E [GPa]	$T_{\text{rupt}}$ [J]
Ref-28d	3,33 (0,05)	14.666,75 (1.723,43)	3,15 (0,04)	4,09 (0,59)
Ref-60d	4,03 (0,40)	10.272,22 (1.151,82)	3,77 (0,15)	3,59 (0,70)
Ref-120d	4,66 (0,47)	7.984,42 (2.814,42)	4,05 (0,56)	3,15 (1,37)
Ref-240d	7,52 (0,15)	6.008,91 (1.208,54)	5,01 (0,30)	3,60 (0,78)

Ref-28d=referência 28 dias; Ref-60d=referência 60dias; Ref-120d=referência 120 dias;  
 Ref-240d=referência 240 dias;  $\sigma_{\max}$ =tensão de ruptura;  
 $\epsilon_{\text{rupt}}$ =deformação específica na ruptura; E=módulo de elasticidade;  $T_{\text{rupt}}$ =tenacidade até a carga de ruptura

Analisando os resultados mostrados na Figura 5 e na Tabela 3, observamos que o ganho de resistência da matriz ao longo do tempo foi significativo, alcançando cerca de 40% para a idade de 120 dias (4,66 MPa) e 126% para a idade de 240 dias (7,52 MPa). Esse expressivo ganho de resistência foi devido às reações pozolânicas promovidas pela cinza volante e pela metacaulinita, que se processaram mais lentamente que as reações de hidratação do cimento. O aumento de resistência da matriz com o decorrer do tempo foi acompanhado por um aumento de rigidez (aumento do módulo de elasticidade) e diminuição da capacidade de deformação na ruptura (Tabela 3). A deformação na ruptura apresentou reduções de 30, 46 e 59%, para as idades de 60, 120 e 240 dias, respectivamente, em relação à idade de 28 dias. O módulo de elasticidade aumentou em até 59%, em relação à idade de 28 dias. As diferenças nos valores de tenacidade até a carga de ruptura não foram estatisticamente significativas (Tabela 3). De forma geral a matriz apresentou padrão de fratura com formação de um plano de cisalhamento inclinado de aproximadamente 60° em relação à horizontal. Em algumas amostras, associado à formação desse plano, ocorreu a formação de um cone na parte inferior.

Curvas típicas tensão *versus* deformação referentes ao comportamento dos compósitos sob compressão (28 dias) e os parâmetros correspondentes (média de 3 determinações) são apresentados na Figura 6 e na Tabela 4.

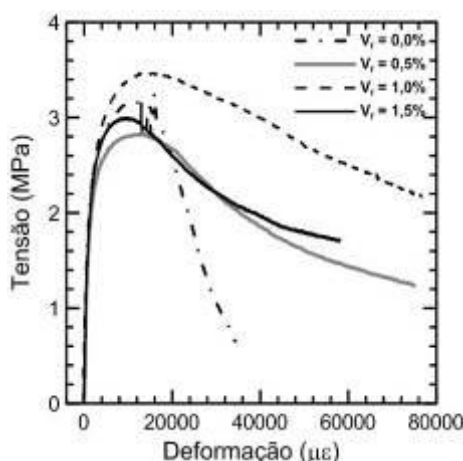


Figura 6 – Curvas típicas tensão *versus* deformação para os compósitos reforçados com fibras de sisal no comprimento de 20 mm.

Tabela 4 – Parâmetros obtidos nos ensaios de compressão. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

Teor de fibra [%]	$\sigma_{rupt}$ [MPa]	$\epsilon_{rupt}$ [ε]	$T_{rupt}$ [J]	$T_{def=34.000\mu\epsilon}$ [J]	$T_{def=50.000\mu\epsilon}$ [J]	E [GPa]
0,0	3,33 (0,05)	14.666,75 (1.723,43)	4,09 (0,59)	8,50 (1,19)	-	3,15 (0,04)
0,5	2,82 (0,11)	10.218,30 (2.427,37)	2,42 (0,67)	7,99 (0,60)	10,53 (1,16)	2,01 (0,21)
1,0	3,32 (0,31)	12.645,47 (2.175,47)	3,54 (0,91)	10,07 (1,04)	14,28 (1,69)	1,84 (0,07)
1,5	3,13 (0,06)	11.447,14 (1.287,10)	3,00 (0,34)	9,03 (0,51)	12,26 (0,69)	2,30 (0,10)

$\sigma_{rupt}$  – tensão de ruptura;  $\epsilon_{rupt}$  – deformação na ruptura;  $T_{rupt}$  – tenacidade para  $\epsilon_{rupt}$ ;  $T_{def=34.000\mu\epsilon}$  – tenacidade para deformação de 34.000 $\mu\epsilon$ ;  $T_{def=50.000\mu\epsilon}$  – tenacidade para deformação de 50.000  $\mu\epsilon$ ; E – módulo de elasticidade

Com base nas curvas típicas apresentadas na Figura 6 verificamos que a incorporação de fibras contribuiu de forma mais significativa para o comportamento pós-pico, com aumentos da tenacidade na compressão. O comportamento de amolecimento após o pico é devido ao descolamento gradual das fibras na interface fibra-matriz. As fibras cruzam as fissuras que se propagam no interior da matriz frágil, transmitindo a carga de um ponto a outro e impedindo uma ruptura brusca. Comparando os parâmetros das misturas não reforçadas com as misturas fibrosas (Tabela 4) constatamos que os valores de resistência e deformação de ruptura não apresentaram diferenças estatisticamente significativas, enquanto que o módulo de elasticidade diminuiu. As amostras não reforçadas apresentaram uma ruptura frágil, com formação de fissuras de maior abertura e desintegração completa após a tensão máxima. As amostras fibrosas mantiveram uma certa integridade após a condição última com a formação de fissuras de menor abertura.

Os resultados obtidos nos ensaios de flexão são mostrados na Figura 7 na Tabela 5. Os parâmetros referentes aos ensaios correspondem a uma média de 3 determinações.

O comportamento dos compósitos sob flexão (Figura 7) foi governado pela matriz até o surgimento da primeira fissura. Em seguida ocorreu uma transferência de carga da matriz para as fibras, correspondendo ao trecho de queda abrupta de tensão pós-pico. Os compósitos reforçados com 1,0 e 1,5% de fibras apresentaram maiores resistências residuais, e para o teor de 1,5% ocorreu um pequeno ramo ascendente após a queda abrupta pós-pico, refletindo uma recuperação na capacidade de carga do material. No trecho final a queda gradual de tensão está associada ao progressivo arrancamento das fibras, até a fratura do material.

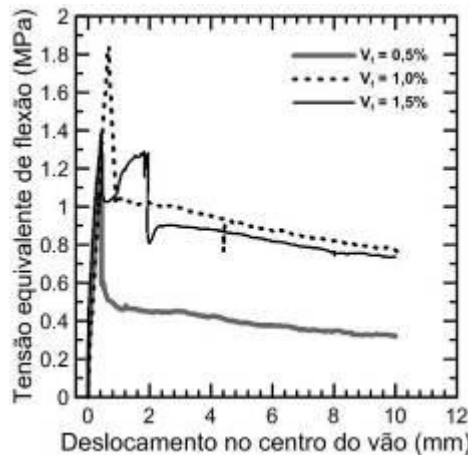


Figura 7 – Curvas típicas tensão equivalente de flexão versus deslocamento no centro do vão para os compósitos reforçados com fibras de sisal com 20 mm de comprimento.

Tabela 5 – Parâmetros obtidos nos ensaios de flexão para os compósitos reforçados com fibras de sisal com 20 mm de comprimento. Valores entre parênteses correspondem ao desvio padrão.

$V_f$ [%]	$\sigma_{rupt}$ [MPa]	$d_{rupt}$ [mm]	$\Delta\sigma$ [MPa]	$T_{rupt}$ [J]	$T_{d=5mm}$ [J]	$T_{d=10mm}$ [J]
0,5	1,32 (0,18)	0,37 (0,05)	0,80 (0,14)	0,04 (0,01)	0,23 (0,06)	0,38 (0,11)
1,0	1,78 (0,19)	0,50 (0,15)	0,82 (0,06)	0,06 (0,01)	0,49 (0,11)	0,88 (0,21)
1,5	1,42 (0,10)	0,48 (0,06)	0,41 (0,10)	0,05 (0,01)	0,55 (0,02)	1,00 (0,06)

$V_f$ =teor de fibras;  $\sigma_{rupt}$ =tensão de ruptura;  $d_{rupt}$ =deslocamento na ruptura;  $\Delta\sigma$ =queda de tensão pós-pico;  $T_{rupt}$ =tenacidade para deslocamento de ruptura;  $T_{d=5mm}$ =tenacidade para deslocamento de 5 mm;  $T_{d=10mm}$ =tenacidade para deslocamento de 10 mm

Analisando os parâmetros da Tabela 5, podemos observar que a resistência à flexão e os deslocamentos na ruptura aumentaram com o aumento do teor de fibras, e a incorporação de fibras possibilitou ganhos expressivos de tenacidade, otimizada para o teor de 1,5%. De forma geral os compósitos apresentaram modo de fratura com formação de uma única fissura, porém para o teor de 1,5% de fibras dois dos três corpos de prova ensaiados formaram duas fissuras, refletindo uma melhor transferência de tensões fibra-matriz.

## Conclusões

- 1) A metodologia de dosagem da matriz utilizando o Modelo de Empacotamento Compressível (MEC) mostrou-se eficiente do ponto de vista tecnológico e atraente do ponto de vista de sustentabilidade (menor consumo de cimento). A referida metodologia conduziu a uma matriz de elevado desempenho mecânico e reológico;
- 2) No sistema solo-cimento estudado, o solo foi o constituinte majoritário, correspondendo a 66% da massa total da mistura, seguido da água (22%), do cimento (9,4%) e das adições minerais (0,9%);
- 3) A matriz apresentou resistência à compressão de 3,33 MPa aos 28 dias. A incorporação de cinza volante e metacaulinita possibilitou expressivos ganhos de resistência ao longo do tempo, da ordem de 126%, passando de 3,33 MPa (28 dias) para 7,52 MPa (240 dias);
- 4) Os compósitos apresentaram resistência à flexão na faixa de 1,32 a 1,78 MPa. Sob compressão e sob flexão a incorporação de fibras possibilitou melhoras no comportamento pós-pico, com aumentos significativos na resistência residual e da tenacidade, mudando também o modo de fratura da matriz de frágil para dúctil.



## Referências

- [1] Houben, H. e Guillaud, H., 1994, *Earth Construction*. 1ª ed .UK, Pratical Action Publishing.
- [2] Heathcote, K.A., 1995, “Durability of earthwall buildings”, *Construction and Building Materials*, v.9, n.3, pp. 185-189.
- [3] Walker, P. J., 1995, “Strength, Durability and Shrinkage Characteristics of Cement Stabilised Soil Blocks”, *Cement and Concrete Composites*, v.17, pp. 301-310.
- [4] Walker, P., 2004, “Strength and Erosion Characteristics of Earth Blocks and Earth Block Masonry”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.16, n.5 (october), pp. 497-506.
- [5] Bouhicha, M., Aouissi, F., Kenai, S., 2005, “Performance of composite soil reinforced with barley straw”, *Cement & Concrete Composites*, v.27, n.5, pp. 617-621.
- [6] Guettala, A., Abibsi, A., Houari, H., 2006, “Durability study of stabilized earth concrete under both laboratory and climatic conditions exposure”, *Construction and Building Materials*, v.20, pp. 119-127.
- [7] Bui, Q. B., Morel, J. C., Venkatarama Reddy, B. V., Ghayad, W., 2009, “Durability of rammed walls exposed for 20 years to natural weathering”, *Building and Environment*, v.44, pp. 912-919.
- [8] Silva, R.A., Oliveira, D.V., Miranda, T., Cristelo, N., Escobar, M.C., Soares, E., 2013, “Rammed Earth construction with granitic residual soils: The case study of northern Portugal”, *Construction and Building Materials*, v.47, pp. 181-191.
- [9] Consoli, N.C., Zortéa, N. F., Souza, M., Festugato, L., 2011, “Studies on the Dosage of Fiber-Reinforced Cemented Soils”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.23 (dec) n.12 pp. 1624-1632.
- [10] Da Rocha, C.G., Consoli, N.C., Johann, A.D.R, 2013, “Greening stabilized rammed earth: devising more sustainable dosages based on strength controlling equations”, *Journal of Cleaner Production*, <http://dx.doi.org/10.1016/j.jclepro.2013.11.041>, (in press).
- [11] Cristelo, N., Glendinning, S., Miranda, T., Oliveira, D., Silva, R., 2012, “Soil Stabilization using alkaline activation of fly ash for self compacting rammed earth construction”, *Construction and Building Materials*, v.36 (nov), pp. 727-735.
- [12] Ghavami, K., Toledo Filho, R.D., Barbosa, N.P., 1999, “Behaviour of composite reinforced with natural fibres”, *Cement & Concrete Composites*, v.21, n.1, pp.39-48.
- [13] Mesbah, A., Morel, J.C., Walker, P., Ghavami, Kh., 2004, “Development of a Direct Tensile Test for Compacted Earth Blocks Reinforced with Natural Fibers”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, v.16, n.1 (February), pp.95-98.
- [14] Binici, H., Aksogan, O., Shah, T., 2005, “Investigation of fibre reinforced mud brick as a building material”, *Construction and Building Materials*, v.19, pp. 313-318.
- [15] Mattone, R., 2005, “Sisal fibre reinforced soil with cement or cactus pulp in bahareque technique”, *Cement and Concrete Composites*. v.27, n.5 (may), pp. 611-616.
- [16] Segetin, M., Jayaraman, K., Xu X., 2007, “Harakeke reinforcement of soil-cement building materials: manufacturability and properties”, *Building and Environment*, v.42, n.8, pp.3066-3079.
- [17] Quagliarini, E., Lenci, S., 2010, “The influence of natural stabilizers and natural fibres on the mechanical properties of ancient Roman adobe bricks”, *Journal of Cultural Heritage*, v.11, pp. 309-314.

- [18] Hejazi, S.M., Sheikhzadeh, M., Abtahi, S.M., Zadhoush, A., 2012, “A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers”, *Construction and Building Materials*, v.30 (may), pp. 100-116.
- [19] Binici, H., Aksogan, O., Bodur, M.N., Akca, E., Kapur, S., 2007, “Thermal isolation and mechanical properties of fibre reinforced mud bricks as wall materials”, *Construction and Building Materials*, v.21, n.4 (april), pp.901-906.
- [20] Yetgin, S., Çavdar, Ö., Çavdar, A., 2008, “The effects of the fiber contents on the mechanic properties of the adobes”, *Construction and Building Materials*, V.22, pp. 222-227.
- [21] Chan, C., 2011, “Effect of Natural Fibers Inclusion in Clay Bricks: Physico-Mechanical Properties”, *International Journal of Civil Environmental Engineering*, v.3, n.1, pp.51-57.
- [22] Tang, C., Shi, B., Gao, W., Chen, F., Cai, Y., 2007, “Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil”, *Geotextiles and Geomembranes*, v.25, n.3, pp.194-202.
- [23] Aymerich, F., Fenu, L., Meloni, P., 2012, “Effect of reinforcing wool fibres on fracture and energy absorption properties of an earthen material”, *Construction and Building Materials*, v.27, pp. 66-72.
- [24] De Larrard, F., 1999, *Concrete Mixture Proportioning*. London, E&FN SPON.
- [25] Sedran, T., 1999, *Rheologie et rheometrie des betons. Application aux betons autonivelants*. These de Doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 220p.
- [26] Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1995, *Rochas e Solos: NBR 6502*. Rio de Janeiro.
- [27] ASTM – American Society for Testing and Materials, 2008, *Standard Classification of Soils for Engineering Purposes”: D2487-08*. West Conshohocken, PA, USA.
- [28] Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984, *Solo – Determinação do Limite de Liquidez: NBR 6459*. Rio de Janeiro.
- [29] Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1984, *Solo – Determinação do Limite de Plasticidade: NBR 7180 Versão Corrigida 1988*. Rio de Janeiro.
- [30] ASTM – American Society for Testing and Materials, 1998, *Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in concrete: C618*. Philadelphia, USA.
- [31] Toledo Filho, R.D., 1997, *Materiais Compósitos Reforçados com Fibras Naturais: Caracterização Experimental*. Tese de D.Sc., DEC-PUC-RIO / DEC-Imperial College-Londres, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- [32] Silva, F.A., Chawla, N., Toledo Filho, R.D., 2008, “Tensile behavior of high performance natural (sisal) fibers”, *Composites Science and Technology*, v.68, pp. 3438-3443.
- [33] Silva, A.S.M., 2004, *Dosagem de concreto pelos métodos de Empacotamento Compressível e Aïtcin-Faury Modificado*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- [34] Cordeiro, G.C., 2006, *Utilização de cinzas ultrafinas do bagaço de cana-de-açúcar e da casca de arroz como aditivos minerais em concreto*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- [35] Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1998, *Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone: NBR NM 67*. Rio de Janeiro.

- [36] Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010, *Concreto autoadensável. Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – Método do cone de Abrams: NBR 15823-2*. Rio de Janeiro.
- [37] Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2007, *Concreto – Ensaaios de compressão de corpos de prova cilíndricos: NBR 5739*. Rio de Janeiro.

## **Avaliação de misturas de solo, cimento e resíduos de construção e demolição (RCD) para uso como base e sub-base de pavimentos rodoviários**

REIS Jeselay H. C.<sup>1, a</sup>, SOARES SILVA Silvana<sup>2, b</sup>, ILDEFONSO Jesner S.<sup>3, c</sup>  
e YSHIBA José K.<sup>4, d</sup>

<sup>1,2,3,4</sup> Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Avenida Colombo  
5790, Bloco C67/DEC, Campus Sede, Maringá, Paraná, Brasil, CEP 87029-900

<sup>a</sup>jhcreis@uem.br, <sup>b</sup>Silvana\_Soares@hotmail.com, <sup>c</sup>jsildefonso@uem.br, <sup>d</sup>kyshiba@uem.br

**Palavras-chave:** Base e sub-base de pavimentos. Solo cimento. Solo melhorado com cimento.

**Resumo.** Uma maneira de minimizar os danos provocados por resíduos de construção e demolição (RCD), consiste em usá-los como matéria prima para outros materiais usados na construção civil. No Brasil existem vários trabalhos sobre o uso RCD em pavimentação como agregados em misturas asfálticas. No entanto, esta aplicação é limitada pela quantidade de finos presentes nesses resíduos. Desta forma, faz-se uma avaliação da viabilidade técnica de misturas de solo, cimento e RCD para uso como base e sub-base de pavimentos rodoviários, determinando-se a resistência a compressão simples (RCS) de corpos de prova cilíndricos moldados com misturas de solo, cimento e RCD nas proporções de 2%, 4% e 6% em relação a massa da mistura de solo e RCD com variação de 100% de solo e 0% de RCD; 75% de solo e 25% de RCD; e 50% de solo e 50% de RCD. Foram usados solos provenientes da cidade de Maringá/PR, caracterizados pelo alto teor de argila em sua granulometria e solos da cidade Mandaguaçu/PR, caracterizados pela quantidade de areia fina em sua distribuição granulométrica. O resíduo constitui-se da fração que passa na Peneira #10 (2,0 mm) proveniente da moagem de tijolos cerâmicos e argamassas. Foram caracterizados os solos, o resíduo e suas misturas, determinando-se seus índices físicos, suas propriedades de compactação e a resistência a compressão simples. Verificou-se que a adição de RCD em misturas com solo e cimento, melhora as características de compactação e provoca um ganho de resistência a compressão simples.

### **Introdução**

A conservação dos recursos naturais e a poluição ambiental são temas que estão entre os mais discutidos na atualidade, e inseridos no conceito de sustentabilidade, ou seja, todas as ações e atividades humanas realizadas no presente para suprir as necessidades do homem, devem garantir que as de gerações futuras também sejam supridas.

Na construção civil e obras de infraestrutura em geral, o consumo ou alteração dos recursos naturais ocorre em todas as etapas de uma obra, até que se obtenha o produto final. A geração de resíduos presentes nessas etapas quando dispostos de forma inadequada causam danos ao meio ambiente, como a poluição ambiental, sejam por enchentes ocasionadas por assoreamento dos córregos, prejuízos à paisagem, obstrução dos logradouros públicos e proliferação de doenças [1].

Em meio ao crescente aumento da geração de resíduos de construção e demolição nos centros urbanos, e a preocupação com os impactos ambientais decorrentes desses resíduos, no Brasil no ano de 2002 o Ministério do Meio Ambiente através do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) aprova a resolução N° 307 com a finalidade de estabelecer diretrizes, critérios e procedimentos para gestão dos resíduos da construção civil [2].

Os agregados reciclados provenientes de resíduos da construção civil são aplicados em diversas obras como: materiais constituintes da sub-base ou base de pavimentos, urbanos ou rurais, pátios

industriais, estacionamentos e aeroportos; melhoria de suporte em fundações fracas de pavimento; tijolos, blocos e painéis para construção de moradias; revestimento de barragens, canais, diques e reservatórios; revestimento e impermeabilização de túneis; estabilização de encostas e taludes [3].

No Brasil existem muitas pesquisas a respeito da utilização de RCD relacionadas ao aproveitamento desse material em obras de pavimentação, em que é observado que a fração mineral dos resíduos pode ser aproveitada em sua totalidade, sem a necessidade de separação.

Os materiais de base e sub-base de pavimentos são constituídos por agregados, solos e, quando necessário, aditivos como o cimento, cal e emulsão asfáltica. Quando compactados devem apresentar-se resistentes, pouco deformáveis e com permeabilidade adequada a sua função na estrutura [4] Para camadas de base e sub-bases de pavimentos os solos devem apresentar características quanto ao seu comportamento hidráulico (permeabilidade e capilaridade) que deve garantir condições de drenagem adequadas. A quantidade de vazios (compressibilidade) deve ser tal que apresente baixa deformação sob a variação do estado tensões imposta pelo tráfego, e bom comportamento estrutural (resistências).

Em alguns solos, esses aspectos podem ser corrigidos por meio de estabilização granulométrica ou estabilização química. Na estabilização granulométrica se faz a mistura do solo fino com solos de granulometria maiores ou agregados, enquanto na estabilização química se utiliza aditivos químicos tais como: cimento, cal ou asfalto.

O termo Misturas de solo-cimento utilizadas em camadas de pavimentos é usado para definir “o produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima de compactado de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem” [5]. Sendo que o teor de cimento das misturas deve ser o menor, com o qual, a resistência média a compressão simples for igual ou superior a 2,10 MPa, aos sete dias de idade. Mesmo na estabilização química com cimento, os solos com altos teores finos ficam restritos ao máximo de 45% passante na peneira N° 200 [6].

Solos como o da região de Maringá/PR que é constituído por material fino, 67% de argila, 29 % de silte e 4% de areia, classificado como Argila Siltosa [7], tem o uso inviabilizado em camadas de base e sub-base de pavimentos por apresentarem variação de volume excessiva o que prejudica o bom desempenho mecânico dos materiais usados como base e sub-base de pavimentos flexíveis.

Dessa forma, este trabalho apresenta uma análise da viabilidade técnica do uso de misturas, de solo, cimento e RCD como material de base e sub-base de pavimentos, através de ensaios a resistência a compressão simples das misturas. Para comparação de resultados foram estudadas também misturas de solo, cimento e RCD, utilizando solo arenoso, proveniente do município de Mandaguaiçu/PR e que apresenta características desejáveis para uso em camadas de pavimentação.

### **Reaproveitamento de resíduos da construção civil**

A forma mais difundida de reaproveitamento dos resíduos de construção ocorre como agregado reciclado, com seu uso para as mais diversas finalidades. O reaproveitamento de RCD vem sendo discutido desde 1968. No Brasil, os estudos relacionados ao assunto se iniciaram a partir da década de 80, a partir de então, o tema foi assunto de diversas pesquisas de laboratório usando o RCD com agregado reciclado para aplicação em pavimento de baixo volume de tráfego e concluiu ser promissor seu uso em bases, sub-bases e reforços do sub-leito [8,9].

A aplicação de resíduo de construção e demolição reciclado em misturas de solo-cimento para uso em bases e sub-bases de pavimentos rodoviários é uma alternativa na solução de problemas causados pela geração destes resíduos em razão das suas características físicas, químicas e dos fatores tecnológicos [3].

### **Solos usados como material de pavimentação**

Solo é definido como material proveniente da decomposição das rochas pela ação de agentes físicos ou químicos, podendo ou não conter matéria orgânica [10].

Do ponto de vista rodoviário, define-se solo como todo material orgânico ou inorgânico, inconsolidado ou parcialmente cimentado, encontrado na superfície da terra. Para compor a estrutura de um pavimento rodoviário os solos devem apresentar determinadas propriedades de permeabilidade, capilaridade, compressibilidade, elasticidade, contratilidade e expansibilidade e resistência ao cisalhamento [11].

Estas propriedades, físicas e mecânicas, podem impossibilitar ou limitar o uso de alguns tipos de solos em camadas de pavimentos, quando estes não se enquadram nos valores limites normatizados. Tais limitações podem ser observadas em solos que apresentam frações finas, que passam na peneira 200, restringindo assim seu uso em pavimentos, principalmente pela sua plasticidade [6].

### Estabilização de solos com adição de cimento

A estabilização de solos com adição de cimento classifica-se em misturas de solo-cimento e solo melhorado com cimento, diferenciando-se pelo comportamento que pretende obter com a mistura e com os percentuais em massa de adição de cimento [4].

Em misturas em que se visa a melhoria parcial de alguma das propriedades físicas do solo, como a plasticidade e sensibilidade a água, e aumento da capacidade de suporte, tratar-se-á de mistura de solo melhorado com cimento, obtida com pequenas adições percentuais em massa de cimento, entre 2% e 4%. Já quando objetivar-se satisfazer critérios de densidade durabilidade e resistência, esta estabilização é nomeada de mistura de solo-cimento, com teores de cimento recomendados entre 6% e 10% [11].

Solo melhorado com cimento é o material proveniente de mistura de solo, cimento e água em proporções previamente determinadas por processo próprio de dosagem em laboratório, de forma a apresentar determinadas características de resistência e durabilidade [11].

As misturas de solo-cimento e solo melhorado com cimento têm grande aplicabilidade na construção de camadas de base e sub-bases de pavimentação, para tanto o solo deve apresentar algumas características, que garantam condições mínimas exigíveis para tal finalidade, estabelecidas pelas normas vigentes do setor rodoviário. Na Tabela 1 são apresentadas as características granulométricas dos solos exigidas para misturas de solo-cimento.

Tabela 1: Condições granulométricas dos solos para misturas de solo-cimento [6]

Peneiras		% Passante em peso
ASTM	mm	
2"	50,8	100
n° 4	4,8	55 - 100
n° 200	0,074	5 - 45

As misturas de solo-cimento e solo melhorado com cimento, para fins de pavimentação, devem atender aos limites de resistência à compressão simples, aos sete dias de idade, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2: Limites de resistência a compressão simples, aos sete dias de idade [6]

Aplicação	Resistência à compressão simples (MPa), aos sete dias de idade	
	Solo melhorado com cimento	Solo-cimento
Base	1,5 a 2,10	Superior a 2,10
Sub-base	1,2 a 2,10	Superior a 2,10

Além da Resistência, outra variável importante na avaliação do desempenho de um pavimento é a variação de volume dos solos compactados que compõem sua camadas. Essa variação de volume é avaliada por meio de secagem (contração) ou por imersão em água (expansão) e, indiretamente, por meio do Limite de Liquidez e pelo Índice de Plasticidade.

## Materiais e Métodos

**Materiais.** Para avaliação da viabilidade do uso de misturas de solo, cimento e RCD foram escolhidos dois tipos de solos, um proveniente do município de Maringá/PR e outro proveniente do município de Mandaguaçu/PR. Os solos foram coletados em taludes de corte com profundidades variando de 1 a 2 m. Posteriormente foram secas ao ar, destorroadas, passadas na peneira #4 (4,8 mm).

Os solos da cidade de Maringá possuem limite de liquidez 53 %, limite de plasticidade de 33 % e índice de plasticidade de 20 %. A massa específica dos sólidos foi de 3 g/cm<sup>3</sup>, sendo constituído por 75,4% de argila, 18,3% de silte e 6,3% de areia, classificado como do grupo A-7-5 e denominado de Argila Silto Arenosa.

Os solos da cidade de Mandaguaçu possuem limite de liquidez 31 %, limite de plasticidade de 15 % e índice de plasticidade de 16 %. A massa específica dos sólidos foi de 2,69 g/cm<sup>3</sup>, sendo constituído por 77,5% de areia, 18,2% de argila e 4,3% de silte, de modo a ser classificado como do grupo A-2-6 e denominado de Areia Argilosa.

Foram escolhidos para esta pesquisa um resíduo de construção e demolição (RCD) composto de restos de blocos cerâmicos e argamassas, este resíduo é considerado como material inerte e pertencente à classe A [2]. Estes resíduos foram triturados e moídos até serem reduzidos ao material com 100% das partículas passando na Peneira # 10 (2 mm). Sua caracterização foi realizada pela determinação de sua granulometria e de sua massa específica dos sólidos obtidos em três determinações feitas na mesma amostra. Apresentando assim, massa específica seca de 2,63 g/cm<sup>3</sup> e distribuição granulométrica com 100% do material passando na Peneira #10 e apenas 24 % passando na Peneira #200 (0,075mm).

Foi utilizado cimento do tipo cimento Portland composto com escoria de alto forno CP II-E-32. Este tipo de cimento é utilizado para aplicações gerais como no preparo de argamassas de assentamento, revestimento, argamassa armada, concreto simples, armado, protendido, projetado, rolado, magro, concreto-massa, elementos pré-moldados e artefatos de concreto, pisos e pavimentos de concreto.

**Métodos.** Foram estudadas três misturas, variando as proporções de solo e RCD. Utilizou-se em todas as misturas porcentagens de 2%, 4% e 6% de cimento. Adotou-se a nomenclatura das misturas de acordo com a proporção de resíduo que compõe cada mistura em: M - 0 para mistura com 100% de solo e 0% de resíduo, sendo esta a mistura base para controle, M - 25 para mistura com 75% de solo e 25% de resíduo e M - 50 para mistura com 50% de solo e 50% de resíduo.

As misturas foram caracterizadas quanto a sua massa específica, limites de Atterberg e granulometria por peneiramento (Tabela 3 e Figura 1) seguindo os procedimentos para preparação e caracterização de amostras de solo para compactação [12,13,14,15,16].

Tabela 3: Massa específica dos sólidos e limites de consistência das misturas

Mistura	Maringá			Mandaguaçu		
	M - 0	M - 25	M - 50	M - 0	M - 25	M - 50
Massa específica dos sólidos (g/cm <sup>3</sup> )	3	2,91	2,81	2,69	2,68	2,66
Limite de liquidez (%)	53	41	34	31	-	-
Limite de plasticidade (%)	33	27	21	15	-	-
Índice de plasticidade (%)	20	14	13	16	NP	NP

Os valores de massa específica seca máxima e umidade ótima obtidos nos ensaios de compactação realizados com energia normal em misturas de solo, cimento e RCD usando o solo de Maringá e Mandaguaçu são apresentados na Tabela 4. Utilizou-se com referência misturas de solo e cimento com teores de 2%, 4% e 6 % em relação a massa de solo seco (Misturas denominadas de M-0).

Observando-se os parâmetros de compactação, nota-se claramente que o RCD apresenta-se como um material intermediário entre o solo da cidade de Maringá pertencente ao grupo A-7-5 e classificado como Argila Silto Arenosa e o solo da cidade de Mandaguaçu pertencente ao grupo A-2-6 e denominado de Areia Argilosa. Deste modo, a adição do RCD em misturas de solo cimento

diminui, significativamente, o teor de umidade ótimo de solos argilosos, enquanto aumenta esse mesmo teor em solos arenosos.

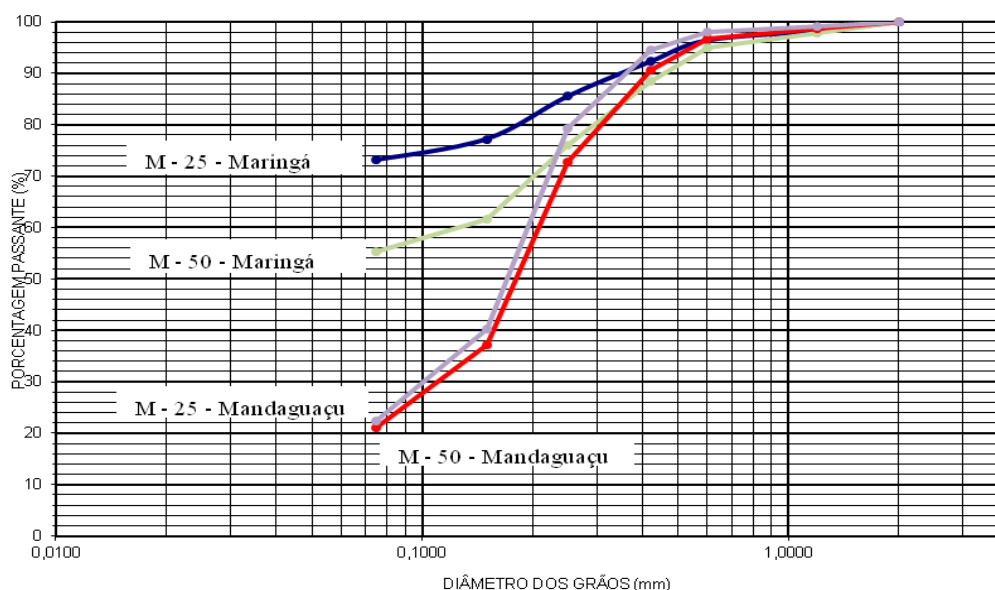


Figura 1: Curva de distribuição da misturas

Tabela 4: Massa específica seca máxima e teor de umidade ótimo.

Misturas solo de Maringá						
% Cimento	M - 0		M - 25		M - 50	
	$\rho_{\text{máx.}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	Wot. (%)	$\rho_{\text{máx.}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	Wot. (%)	$\rho_{\text{máx.}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	Wot. (%)
2%	1,48	29,4	1,56	25,5	1,59	21,5
4%	1,52	28,7	1,55	25	1,6	21,5
6%	1,53	28	1,52	24,8	1,62	21,5
Misturas solo de Mandaguaçu						
% Cimento	M - 0		M - 25		M - 50	
	$\rho_{\text{máx.}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	Wot. (%)	$\rho_{\text{máx.}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	Wot. (%)	$\rho_{\text{máx.}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	Wot. (%)
2%	1,84	13,9	1,83	14,8	1,82	16
4%	1,87	13,1	1,82	14,82	1,81	15,6
6%	1,85	13,6	1,84	14,84	1,81	15,2

Para determinação da resistência a compressão simples moldou-se corpos de prova cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 12 de altura [17], compactados na energia normal, em três camadas, com a massa específica seca máxima e o teor de umidade ótimo. Estes foram deixados em câmara úmida para cura por um período de sete dias [18] e, posteriormente, carregados com velocidade constante de 1,27 mm/min até atingirem a ruptura.

## Resultados e Discussão

A resistência a compressão simples (RCS) obtida em corpos de prova cilíndricos com sete dias de cura em câmara úmida moldados com os solos de Maringá e Mandaguaçu é mostrada na Tabela 5. Nas Figuras 2 e 3 são mostradas para cada mistura o valor da resistência à compressão simples com o teor de cimento, para os solos de Maringá e Mandaguaçu, respectivamente.

Em misturas de solo cimento, a melhor eficiência na adição de cimento ocorre quando o solo possui uma quantidade de material que passa na Peneira # 200, variando entre 20% e 30%, como as misturas com solo de Mandaguaçu mantiveram a quantidade de material que passa na Peneira #200 nessa faixa, nota-se um maior ganho de resistência com o aumento do teor de cimento. Nas misturas com 50% de resíduo, M – 50 houve um aumento de 100% na resistência a compressão simples para



o solo de Maringá e de Mandaguaçu quando comparadas com resistências obtidas em misturas sem RCD.

Tabela 5: Resistência a compressão simples das misturas

Solo de Maringá									
Misturas	M - 0			M - 25			M - 50		
Teor de Cimento (%)	2	4	6	2	4	6	2	4	6
Tempo de curas (dias)	7			7			7		
Tensão Média de Ruptura (Mpa)	0,48	0,48	0,959	0,45	0,586	0,934	0,492	1,01	1,92
Solo de Mandaguaçu									
Misturas	M - 0			M - 25			M - 50		
Teor de Cimento (%)	2	4	6	2	4	6	2	4	6
Tempo de curas (dias)	7			7			7		
Tensão Média de Ruptura (Mpa)	0,88	1,44	1,94	1,19	1,7	2,01	1,4	2,01	2,77

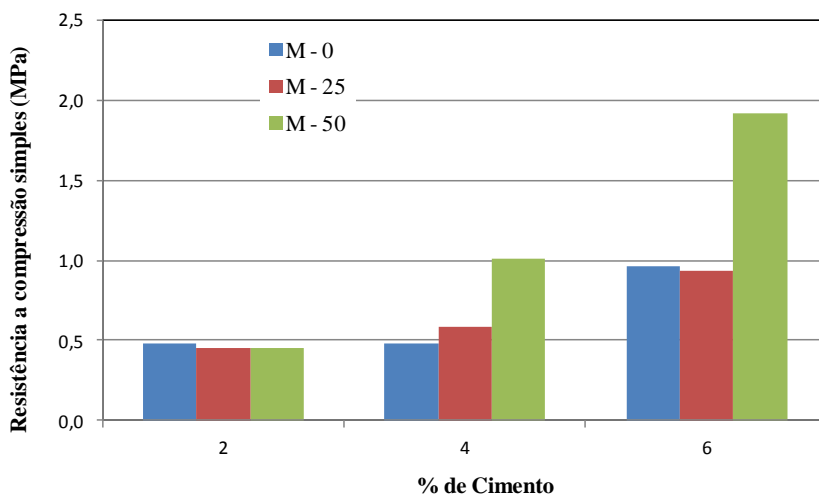


Figura 2 – Variação da resistência à compressão simples com o teor de cimento (solo de Maringá)

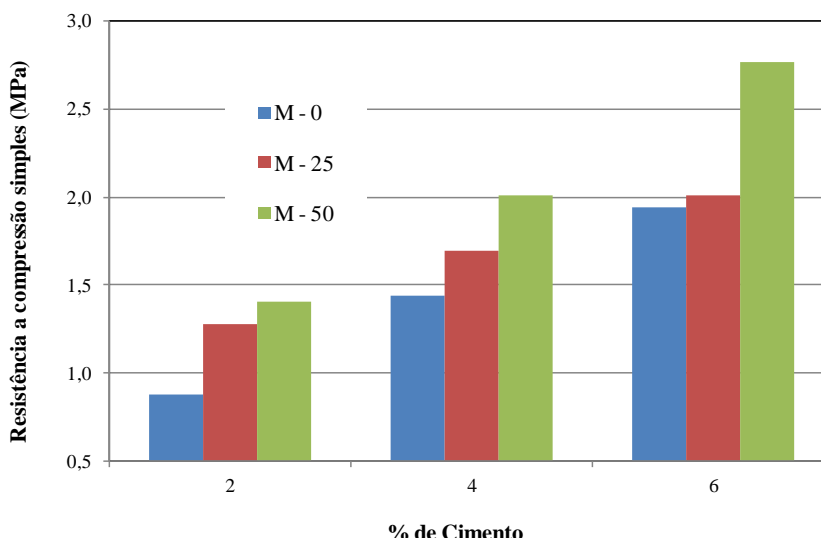


Figura 3– Resistência à compressão simples com o teor de cimento (solo de Mandaguaçu)

Percebe-se também que, aparentemente, a adição de RCD aos solos da cidade de Maringá é pouco eficiente para melhorar sua resistência a compressão simples. Apesar disso, adição de RCD promoveu uma melhora nos demais parâmetros como a diminuição do limite de liquidez e do limite de plasticidade e, conseqüentemente, a diminuição de índice de plasticidade da mistura. Mesmo não tornando o solo indicado para pavimentação, uma vez que o valor máximo para Limite de liquidez é

25% e para o Índice de plasticidade é 6% para materiais empregados em camadas de base estabilizadas granulometricamente.

Com relação aos solos da cidade de Mandaguáçu (grupo A-2-6), a adição de RCD promoveu uma melhora significativa seja na RCS que aumentou diretamente com o aumento da proporção de RCD, seja pela melhora nos parâmetros limite de liquidez e índice de plasticidade.

## **Conclusões**

Neste trabalho conclui-se que a adição de RCD às misturas de solos e cimento do tipo Portland melhoram significativamente suas propriedades de resistência e compactação.

No solo de Maringá, a adição de RCD contribuiu para o aumento do peso específico aparente seco máximo e redução do teor de umidade ótimo, devido à diminuição da quantidade de material que passa na Peneira #200. proporcionada pela adição do RCD ao solo.

Em misturas usando o solo de Mandaguáçu, a adição de RCD manteve praticamente a mesma distribuição granulométrica do solo natural. Isso possivelmente explica o fato dos parâmetros de compactação das misturas terem sido praticamente iguais quando comparados entre si. Nota-se também, a adição de RCD às misturas proporcionou ganhos significativos na resistência à compressão simples.

Em termos quantitativos, o ganho de RCS, chegou em média a 1,92 MPa para misturas confeccionadas com solo de Maringá, 50% de RCD e 6% de cimento, viabilizando assim a possível aplicação dos solos de Maringá e RCD para execução de sub-base e base de pavimentos, podendo tratar as misturas como solo melhorado com cimento (RCS variando entre 1,5 e 2,10 para Base e 1,2 e 2,10 para sub-base).

As misturas usando solo de Mandaguáçu apresentaram bom desempenho em termos de resistência com adição de resíduo. As misturas com 50% de RCD e 2% de cimento alcançaram o limite de resistência de solo melhorado com cimento para aplicação em sub-base, (RCS variando 1,2 e 2,10), assim como, as misturas com adições de 25 % e 50% de RCD e 4% e 6% de cimento podem ser aplicadas tanto para sub-base quando para base.

A mistura de 50% de solo de Mandaguáçu com 50 % de RCD e 6% de cimento obteve em média uma RCS de 2,77 MPa de modo a ser classificada como uma mistura de solo-cimento com aplicação tanto para base, quanto para sub-base de pavimentos rodoviários.

Nota-se com este trabalho, que a adição de RCD às misturas de solo e cimento, viabilizou sua aplicação para base e sub-bases em cerca de 50% dos casos testados, seja como misturas de solo-cimento, seja como misturas de solo melhorado com cimento.

Cabe-se ressaltar a necessidade de pesquisa complementar para avaliar o comportamento dessas misturas no que se refere a expansão e durabilidade.

## **Referências**

- [1] T.P. Pinto, Metodologia para a gestão diferenciada de resíduos sólidos da construção urbana.1999.189f.Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica,Universidade de São Paulo,São Paulo,1999.
- [2] CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. Brasília 2002. Resolução CONAMA nº 307, 2002. <http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res02/res30702.html>
- [3] P. E. M. Silveira, A aplicação de resíduos de construção e demolição reciclado no compósito solo-cimento. 2005. 138 f. Dissertação (Mestrado em Geociências) – Instituto de Geociências e Ciências exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro. 2005.
- [4] L. B. Bernucci et al., Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros. 1. ed – Rio de Janeiro: PETROBRAS:ADEBA, 2006.

- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS Solo-cimento – Ensaio de Compactação. NBR 12023. Rio de Janeiro, ABNT, 1990.
- [6] DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ. Pavimentação: solo-cimento e solo tratado com cimento, DER/PR ES-P 11/05, Curitiba, 2005.
- [7] N. H. M. Gutierrez et al., Influência da microestrutura no comportamento de um solo
- [8] S. E. Zordan, A utilização do entulho como agregado na confecção do concreto. 1997. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, na Área de Saneamento) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP. 1997
- [9] R. S. Motta, Estudo laboratorial de agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil para aplicação em pavimentação de baixo volume de tráfego. 2005. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2005.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. Rochas e solos: terminologia, NBR 6502/95. Rio de Janeiro, 1995. 18p.
- [11] DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de pavimentação. 3.ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, DNIT. 2006. 274p.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Grãos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. NBR 6508. Rio de Janeiro, ABNT. 1984.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Determinação do limite de liquidez. NBR 6459. Rio de Janeiro, ABNT. 1984.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Determinação do limite de plasticidade. NBR 7180. Rio de Janeiro, ABNT. 1984.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo – Análise Granulométrica. NBR 7181. Rio de Janeiro, ABNT. 1984.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Amostra de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. NBR 6457. Rio de Janeiro, ABNT. 1986.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos. MB - 3360, ABNT. 1990.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos. NBR 12025. Rio de Janeiro, ABNT. 1990.

## Minimização da condutividade hidráulica do solo através da adição da cinza da casca de arroz

MINUZZO Simone<sup>1, a</sup>, CANCELIER Camila Daiane<sup>2, b</sup> e CARDOSO Décio Lopes<sup>3, c</sup>

<sup>1</sup>Rua Dona Leopoldina, nº 617, APTO.12, Centro, Ampére, Paraná, CEP 85640-000, Brasil

<sup>2</sup> Avenida dos Pinheiros, nº1199, Centro, Sata Izabel do Oeste, Paraná, CEP 85650-000, Brasil

<sup>3</sup> Rua Pio XII nº1701, APTO 8, Bairro Neva, Cascavel, Paraná, CEP 85802-000, Brasil

<sup>a</sup>siminuzzo\_ecivil@hotmail.com, <sup>b</sup> camilacancelier@yahoo.com.br, <sup>c</sup> deciolc@gmail.com

**Palavras-chave:** Solo. Casca de arroz. Condutividade hidráulica.

**Resumo.** O solo é constituído por vazios, preenchidos por ar ou água. Dependendo das condições hidráulicas, a água presente no solo pode estar em equilíbrio hidrostático, ou percolar livremente. Durante a movimentação da água no solo, há o desenvolvimento de forças de percolação, a ação destas forças gera a instabilidade do maciço terroso, tornando regiões de solos muito permeáveis, os quais se tornam inadequados para a construção. Uma solução ao problema é fazer a composição do solo com outro material, que melhore suas propriedades. Este trabalho objetivou avaliar a condutividade hidráulica do solo adicionado por cinza da casca de arroz, devido ao seu elevado teor de sílica. Os materiais utilizados no trabalho foram o Latossolo Vermelho distroférico da região Oeste do Paraná e a cinza da casca de arroz. Foram realizados ensaios de caracterização do solo e da CCA e conduzidos ensaios de compactação e série de floculação do solo – CCA em diferentes dosagens. Corpos de Prova foram confeccionados e deixados saturar em água. Seqüencialmente foram submetidos a ensaios de condutividade hidráulica com carga variável. Os resultados mostram que houve diminuição significativa da condutividade hidráulica do solo adicionado por CCA em relação ao solo puro, em torno de 89,17%.

### Introdução

O solo é composto por um arranjo de partículas, entre essas partículas existem vazios, que podem estar preenchidos por ar ou água. A água presente nesses vazios pode estar em equilíbrio hidrostático, ou percolar livremente entre as partículas, dependendo da permeabilidade do solo (capacidade da água fluir entre as partículas). No fluxo da água no solo existe uma força que se aplica a todos os grãos, chamada de força de percolação, originada pelas perdas de carga por atrito. Esta força de percolação gera instabilidade na estrutura do solo, acarretando problemas para a construção civil, como instabilidade de barragens, cortes e aterros [1]. Por isso para a engenharia é imprescindível que se conheça a permeabilidade de um solo, ela é importante para a solução de diversos problemas práticos, como a drenagem, rebaixamento de níveis d'água, recalques, etc. O grau de permeabilidade de um solo é determinado pelo coeficiente de permeabilidade [2].

Nos dias de hoje, é possível tornar solos impróprios para a construção em uma base para fundação resistente e segura, mas alguns dos recursos utilizados são caríssimos, como é o caso da impermeabilização com membrana geotêxtil e a fundação em solos moles com radiers. Há recursos que além de caros são de aplicação trabalhosa e altamente contaminante, como é o caso produtos à base de ligantes e borracha, tais como: cimento, cal, betume, asfalto, resinas, polímeros e reatores químicos. A pesquisa realizada neste trabalho é fundamentada na busca por um novo material para o tratamento de solos sem estabilidade, material este que sane as falhas dos produtos usados atualmente.

Hoje em dia a indústria de materiais da construção civil vem empregando a CCA (Cinza da Casca de Arroz) em elementos como argamassas, concretos, tijolos, placas cerâmicas, conseguindo como isso a redução do emprego de materiais nobres. A sílica presente nesta cinza promove um ganho de resistência mecânica aos elementos em que é empregada. Pensando nisso é que se optou pela utilização deste material residual da indústria de beneficiamento de arroz, para a realização de uma pesquisa fundamentada na constituição de um compósito, solo – CCA, com a subseqüente realização de experimentos com diferentes dosagens do resíduo. Tendo como objetivo avaliar o desempenho do compósito no que tange a redução da condutividade hidráulica do solo. Caso hajam mais estudos que aprofundem o desempenho do compósito, a CCA poderá substituir esses produtos industrializados já existentes, com a vantagem de ser um aditivo natural, menos poluente que as substâncias que vêm sendo empregadas ao tratamento do solo atualmente e ainda promover a sustentabilidade, por meio da utilização de um resíduo.

## **Materiais e Métodos**

O solo utilizado é procedente do campus da Unioeste - Cascavel. Típico no centro sul do Terceiro Planalto Paranaense [3]. O solo é classificado pedologicamente como Latossolo Vermelho distroférrico [4], geotecnicalemente é classificado como A7. Classificado ainda como CH pelo U.S.C.S. [5]. Este solo é bem drenado, originado da decomposição do basalto, contém teores elevados de hematita ( $Fe_2O_3$ ), possui forte atração magnética, se fragmenta com facilidade quando úmido possui densidade aparente baixa de 0,92 a 1,15 g/cm<sup>3</sup>, porosidade elevada entre 60% a 69% e bastante resistente a erosão laminar.

A CCA (cinza da casca de arroz) que foi utilizada é industrializada e fornecida pela empresa Tecnosul. A pesquisa foi realizada no Laboratório de Geotecnia da Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Unioeste, campus de Cascavel. O solo foi coletado no campus da Unioeste, Cascavel, posteriormente foi seco ao ar e depois de seco foi peneirado na malha 4,8 mm (peneira N. 5 da ABNT), obtendo-se a Terra Fina Seca ao Ar (TFSA).

Foram realizados Ensaio de Caracterização: Análise Granulométrica do solo e da CCA; Massa Específica ( $\gamma$ ); Massa específica dos Sólidos ( $\gamma_s$ ); Limite de Consistência LL e LP do Solo.

Também foram realizados Ensaio Especiais: Ensaio de Compactação; Série de Floculação; Confecção dos Corpos de Prova; Saturação dos Corpos de Prova e Ensaio de condutividade hidráulica na célula da prensa de compressão triaxial.

O ensaio de compactação foi realizado para o compósito com energia normal de Proctor, a metodologia foi seguida de acordo com normatização [6], para definição do teor ótimo de umidade e da massa específica seca máxima, com os quais foram confeccionados os corpos de prova para os ensaios de condutividade hidráulica.

Foi conduzida a série de floculação para o compósito solo mais CCA, para 10 dosagens, com teores de resíduo variando de 0%, 2,5%, 5%, 7,5%, 10%, 12,5%, 15%, 20%, 25%, 30%, em provetas de 250 ml. O método que foi empregado é o mesmo utilizado na COPPE/UFRJ [7] consistiu em:

- Usar cerca de sete provetas de 250 ml, marcadas, para garantir uma porcentagem de CCA;
- Colocar em cada proveta 20g de solo, seco ao ar, passante na peneira nº 10;
- Adicionar nas provetas as quantidades de CCA em porcentagens por massa seca de solo;
- Agitar as provetas para misturar o solo e a CCA ainda secos;
- Adicionar 50 ml de água destilada e agitar as provetas até a homogeneização completa;
- Completar 100 ml e deixar em repouso absoluto até o dia seguinte;
- No dia seguinte com auxílio de um bastão de metal agitar a mistura até ficar homogênea;
- Depois de duas horas no mínimo fazer a leitura do volume;
- No terceiro dia, agitar as provetas novamente com o bastão metálico e fazer a leitura do sedimento após no mínimo duas horas;
- A operação foi repetida todos os dias até obter leituras constantes e decrescentes.

- Uma tabela foi montada com as percentagens de CCA, e as leituras de volume referentes a cada dia. A partir daí foi calculada a variação volumétrica percentual do sedimento solo-CCA, em relação à variação do solo puro, para todos os teores de CCA, para o cálculo foi escolhido o maior volume obtido para cada teor;

- Foi feito um gráfico relacionando volume de sedimento em relação à dosagem do composto. O ponto máximo de variação volumétrica foi interpretado como o teor mínimo de CCA necessária para a estabilização físico-química do solo.

Foram moldados corpos-de-prova no aparelho mini MCV (Moisture Condition Value) com 50mm de diâmetro e 100mm de altura. Foram criadas três réplicas para cada dosagem. Os moldes foram feitos com teor ótimo de umidade, que foi determinado pelo ensaio de compactação, com a energia que forneceu a massa específica seca máxima [7].

A medida que os corpos de prova ficaram prontos, sua base foi envolta por papel filtro e perflex, fixado por uma borracha (“O” ring), após este preparo, foram deixados saturar até constância de peso, cerca de 24 h. Após a saturação foram submetidos, ao ensaio de condutividade hidráulica, na prensa de compressão triaxial .

Cada corpo de prova foi colocado na célula da prensa de compressão triaxial (Fig. 1) e foram executados os ensaios de condutividade hidráulica.

O aparelho utilizado, esquema da figura 1 (Fig.1), possui uma câmara cilíndrica, translúcida acoplada sobre um disco de metal, por uma bucha e um pistão. Esta câmara possui um pedestal onde deve ser colocada a amostra do solo previamente envolvida por uma membrana de borracha impermeável, fixada por elástico, com finalidade de vedar a amostra do topo à base, evitando assim o contato da água com a câmara. Na base da amostra deve ser colocada uma placa porosa, conectada por tubulação à saída da câmara (Fig. 1) [8].

Com a amostra acoplada, a câmara é hermeticamente fechada e preenchida por água, a qual distribui tensões confinantes a todas as direções da amostra, desencadeando em um estado hidrostático de tensões. A água percolará pelo solo e será direcionada a uma bureta, para leitura de seu volume. Através da variação volumétrica e da vazão, pode ser empregada a equação 1 (Eq.1) para a obtenção do coeficiente de condutividade hidráulica [8].

$$k = 2,303 \frac{aL}{At} \log_{10} \frac{h_1}{h_2} \quad (1)$$

Onde:

k = condutividade hidráulica (m.s<sup>-1</sup>)

A = área da seção transversal do corpo de prova do solo (m<sup>2</sup>)

a = área da seção transversal da bureta (m<sup>2</sup>)

t = duração da coleta de água (s)

h 1= diferença de carga inicial (m)

h 2= diferença de carga final (m)

L= comprimento da amostra (m)

## Resultados e Discussão

**Ensaio de Caracterização.** De acordo com o ensaio de granulometria o solo foi classificado com 57% argila, 29% silte e 14% areia. A massa específica do solo é de 16,61 KN.m<sup>-3</sup>. A massa específica dos sólidos do solo é de 29,48 KN.m<sup>-3</sup>. O limite de plasticidade ótimo do solo é dado quando o teor de umidade do mesmo é de 31,35%. O limite de liquidez foi determinado como o teor de umidade correspondente a 25 golpes, onde o mesmo deu 65,7%.

De acordo com ensaio de granulometria a CCA foi classificada como 63% silte, 35% areia e 02% argila. A massa específica média da CCA foi fornecida pela indústria que refinou a mesma, o valor de tal massa específica é 8,90 KN.m<sup>-3</sup>. A massa específica dos sólidos para a CCA é 21,40 KN.m<sup>-3</sup>, determinada pelo ensaio de picnômetro.

A massa específica do composto 18,26 KN.m<sup>-3</sup>.

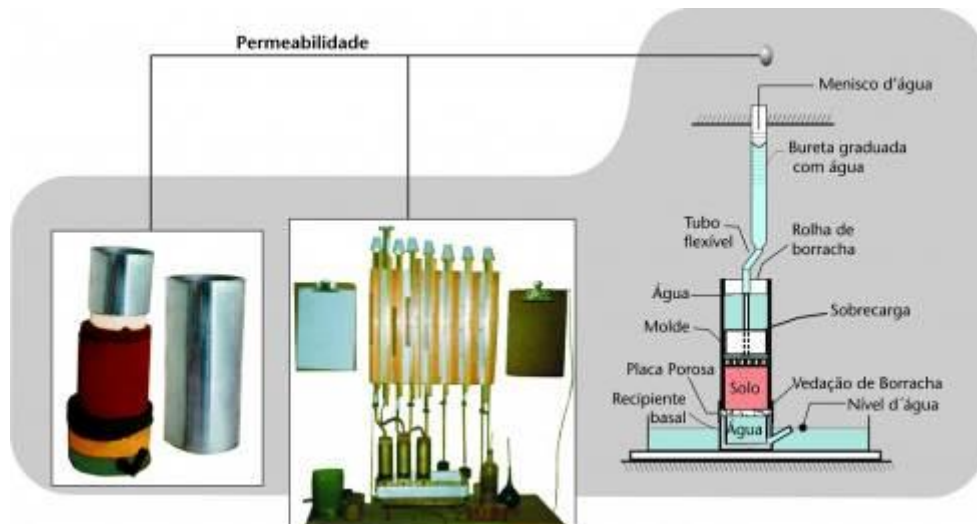


Figura 1: Câmara compressão triaxial [9]

**Ensaio Especial.** Compactação: Através do ensaio de compactação foi plotado os gráficos (Fig. 2) e (Fig. 3), a qual apresenta a curva de compactação, o ponto máximo da curva representa a densidade máxima ( $\gamma_{m\acute{a}xima}$ ) em relação a umidade ótima ( $W_{\acute{o}tima}$ ) para o compósito e para o solo:

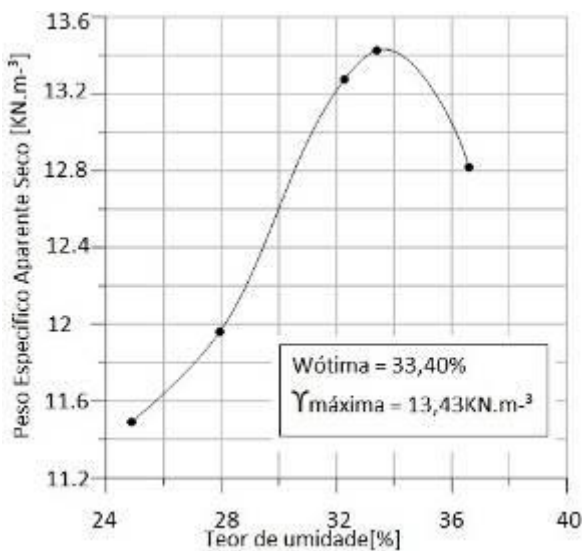


Figura 256: curva de compactação na energia normal de proctor para o solo

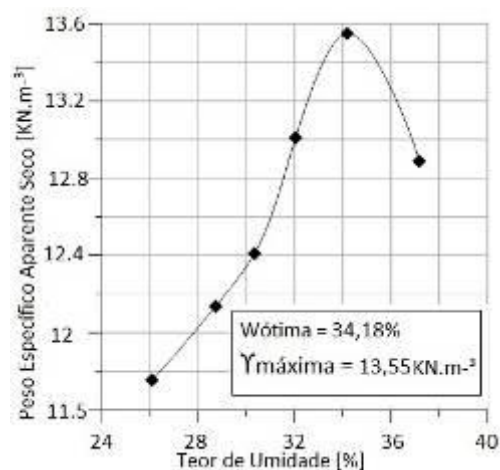


Figura 3: curva de compactação na energia normal de proctor para o compósito solo mais CCA

Através da análise da curva de compactação do solo obtemos a massa específica seca máxima de 13,43 KN.m<sup>-3</sup>, ponto máximo do gráfico, o teor ótimo de umidade deve ser de 33,40%.

Através da análise da curva de compactação do compósito obtemos a massa específica seca máxima de 13,55 KN.m<sup>-3</sup>, ponto máximo do gráfico. Esta massa específica é considerada a ótima para a confecção dos corpos de prova do compósito, e para atingi-la o teor ótimo de umidade deve ser de 34,18%.

**Floculação:** Com a montagem da Série de Floculação, através dos volumes de sedimentos máximos de cada dosagem, volume máximo na proveta ( $V_{m\acute{a}x}$ ), massa seca ( $M_s$ ), obteve-se a variação volumétrica dos sedimentos, como pode ser observado na (tabela 1):

Como as dosagens de CCA no solo variam de 0% a 30%, haverá um aumento de matéria dentro da proveta, mas para a precisão do ensaio precisa-se normalizar o volume para todas as provetas, normalização esta que foi obtida pela relação volume de sedimentos pela massa seca.

Com os valores do quociente da relação supracitada em função da dosagem, foi plotada a curva de floculação apresentada (Fig. 4):

Tabela 37: Volume de Sedimentos Máximos da Dosagem Normalizado

Dose [%]	V <sub>máx</sub> [cm <sup>3</sup> ]	Ms [g]	V <sub>máx</sub> /Ms [cm <sup>3</sup> /g]
0	28	15,41	1,82
2,5	29	15,80	1,84
5	31	16,18	1,92
7,5	32	16,57	1,93
10	37,5	16,95	2,21
12,5	38	17,34	2,19
15	39	17,72	2,20
20	48	18,49	2,60
25	52	19,26	2,70
30	40	20,04	2,00

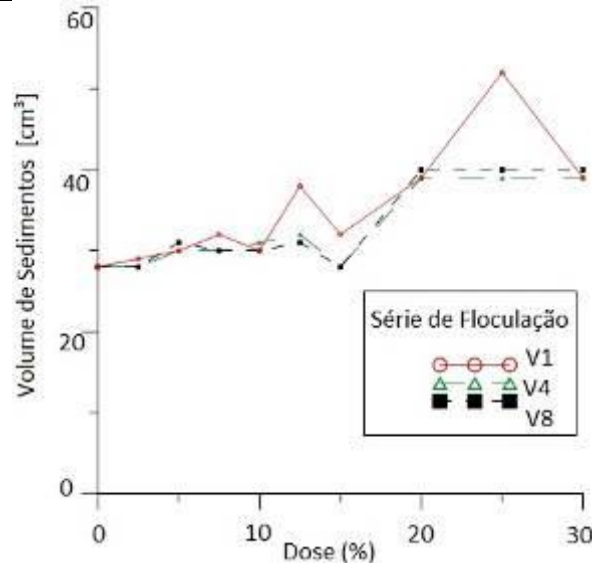


Figura 4: Curva de Flocação

A curva V1 é referente ao volume do primeiro dia de leitura, V4 ao volume do quarto dia de leitura e V8 ao volume do oitavo dia. Através da análise da curva é possível perceber a estabilização do volume de sedimentos a partir do quarto dia, devido a sobreposição de V4 e V8.

O ponto máximo da curva, 20%, é interpretado como o ponto de dosagem ótima, pois a máxima variação volumétrica corresponde ao teor mínimo de reforço para tornar o solo estável.

Índice de Vazios: A (tabela 2) apresenta os valores para os índices de vazios do solo (e), referentes à compactação dos mesmos, para encontrar o índice de vazios (e) foi necessária a coleta de dados como, Massa umida do corpo de prova (M<sub>ucp</sub>), diâmetro do corpo de prova (d<sub>cp</sub>), altura do corpo de prova (h<sub>cp</sub>), volume do corpo de prova (V<sub>cp</sub>), densidade umida ( $\gamma_u$ ), densidade seca ( $\gamma_d$ ).

Tabela 238: Valores dos Índices de Vazios e da Porosidade dos Corpos de Prova

Dose [%]	M <sub>ucp</sub> [g]	d <sub>cp</sub> [cm]	h <sub>cp</sub> [cm]	V <sub>cp</sub> [cm <sup>3</sup> ]	$\gamma_u$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	e [-]	n [%]
SR1	342,960	4,993	9,720	190,318	1,802	1,351	1,182	54,177
SR2	342,320	4,965	9,744	188,654	1,815	1,360	1,167	53,859
SR3	341,760	4,993	9,634	188,634	1,812	1,358	1,171	53,930
GEOR1	342,960	4,993	9,720	190,318	1,802	1,351	1,182	54,177
GEOR2	342,320	4,965	9,744	188,654	1,815	1,360	1,167	53,859
GEOR3	341,760	4,993	9,634	188,634	1,812	1,358	1,171	53,930
CCAR1	345,160	4,972	9,480	184,060	1,875	1,406	1,097	52,316
CCAR2	346,460	4,987	9,880	192,986	1,795	1,346	1,191	54,350
CCAR3	345,210	4,969	9,902	192,022	1,798	1,348	1,188	54,286

O valor médio para o índice de vazios (e) dos corpos de prova é 1,17 referente a um desvio padrão de 0,028, com porosidade em média (n) de 53,88% referente a um desvio padrão de 0,614. Através de uma análise estatística, percebe-se que os desvios padrão tanto do índice de vazios quanto da



porosidade são baixos, para tanto o índice de compactação em todos os corpos de prova foi praticamente o mesmo. Tal índice refere-se à máxima massa específica seca obtida no ensaio de compactação.

A seguir serão apresentados os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica. Adotou-se como critério de estabilização do experimento a constância nos valores de vazão (Q) calculados durante o ensaio. À medida que iam sendo obtidas as leituras, as mesmas eram lançadas no gráfico vazão (Q) versus tempo (t) e quando a curva se tornava horizontal, encerrava-se o experimento e calculava-se o valor do coeficiente de condutividade hidráulica (k) através da equação 1 (Eq.1).

A seguir serão apresentados os valores da leitura do volume (V) em função do tempo (t), os gráficos de variação volumétrica ( $\Delta V$ ) em função do tempo (t), vazão (Q) em função do tempo (t) e o coeficiente de condutividade hidráulica (k): para os três corpos de prova com dosagem 0% CCA, os valores demonstrados foram obtidos através do Ensaio de Condutividade Hidráulica do Solo.

Na (tabela 3) podem ser verificados os dados do ensaio de condutividade hidráulica para a primeira réplica de solo (SR1):

Tabela 39: Dados Ensaio SR1

t	V	$\Delta V$	Q
[s]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> /s]
0	40,5	0	1,82X10 <sup>-1</sup>
60	29,6	10,9	6,50X10 <sup>-2</sup>
120	25,7	14,8	1,67X10 <sup>-2</sup>
240	23,7	16,8	5,00X10 <sup>-3</sup>
480	22,5	18	3,45X10 <sup>-3</sup>
900	21,05	19,45	2,50X10 <sup>-3</sup>
1800	18,8	21,7	1,83X10 <sup>-3</sup>
3600	15,5	25	1,39X10 <sup>-3</sup>
7200	10,5	30	1,24X10 <sup>-3</sup>
14400	1,6	38,9	1,24X10 <sup>-3</sup>

Na (Fig. 5) e (Fig. 6), podem ser observados os gráficos da variação volumétrica e da vazão para a primeira réplica de solo (SR1):

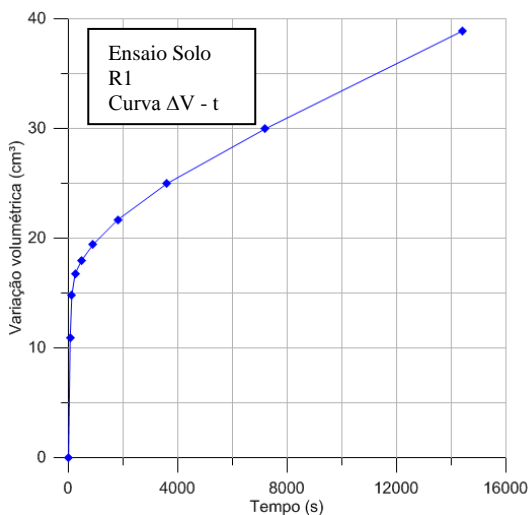


Figura 557: Variação Volumétrica SR1

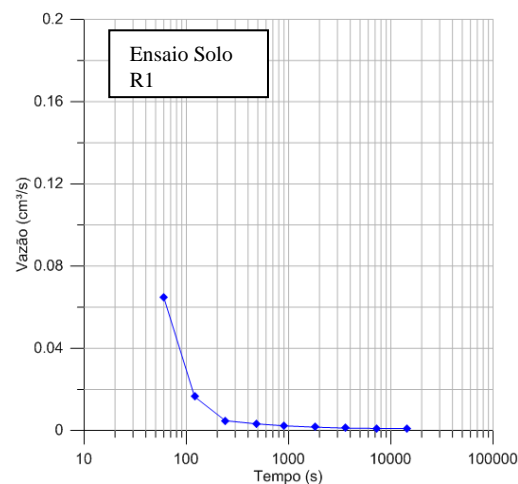


Figura 6: Vazão SR1

O coeficiente de condutividade hidráulica do solo para a primeira réplica, com dosagem 0% de CCA é igual a  $1,33 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$ .

Na (tabela 4) podem ser verificados os dados do ensaio de condutividade hidráulica para a segunda réplica de solo (SR2):

Na (Fig. 7) e (Fig. 8) encontram-se as curvas da variação volumétrica e vazão:

O coeficiente de condutividade hidráulica do solo para a segunda réplica, com dosagem 0% de CCA é igual a  $2,23 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$ .

Na (tabela 5) podem ser verificados os dados do ensaio de condutividade hidráulica para a terceira réplica de solo (SR3):

Tabela 40: Dados Ensaio SR2

t	V	$\Delta V$	Q
[s]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> /s]
0	45,5	0	3,75X10-2
60	43,25	2,25	1,33X10-2
120	42,45	3,05	9,58X10-3
240	41,3	4,2	6,87X10-3
480	39,65	5,85	5,93X10-3
1020	36,45	9,05	5,32X10-3
1800	32,3	13,2	5,00X10-3
3600	23,3	22,2	3,96X10-3
7920	6,2	39,3	9,26X10-4
14400	0,2	45,3	9,26X10-4

Na (Fig. 9) e (Fig. 10) encontram-se os gráficos com as curvas da variação volumétrica em função do tempo e Vazão em função do tempo para a terceira réplica de solo (SR3):

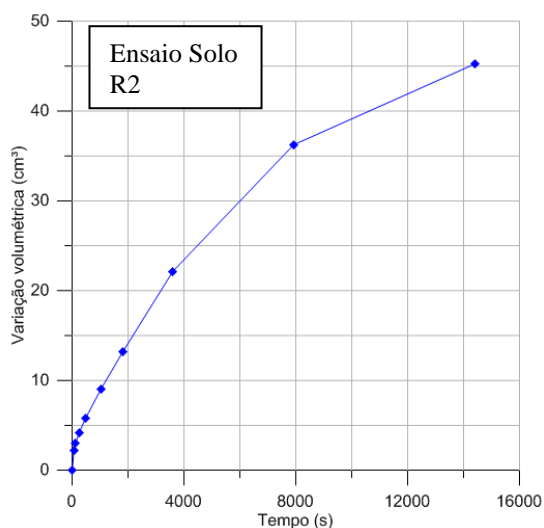


Figura 7: Variação Volumétrica SR2

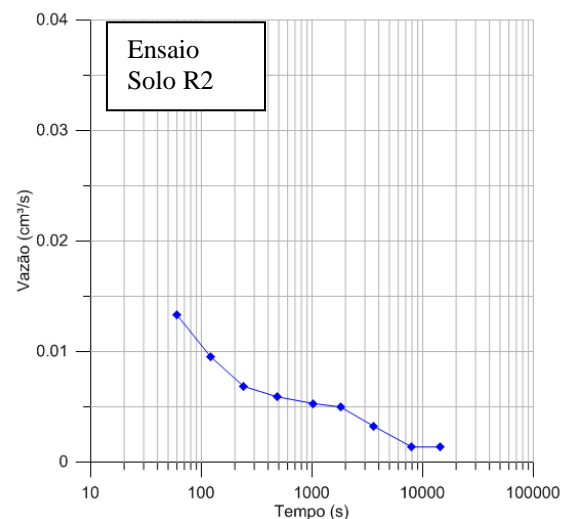


Figura 8: Vazão SR2

O coeficiente de condutividade hidráulica do solo para a terceira réplica, com dosagem 0% de CCA é igual a  $6,92 \times 10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$ .

#### 4.4.6 Ensaio de Condutividade Hidráulica – Compósito Solo-CCA

A seguir serão apresentados os valores das leituras do volume (V) em função do tempo (t), os gráficos de variação volumétrica ( $\Delta V$ ) em função do tempo e vazão (Q) em função do tempo para os três corpos de prova do compósito Solo-CCA com 20% de CCA que foram confeccionados com densidade máxima do compósito, fornecida pelo ensaio de compactação.

Na (tabela 6) estão apresentados os valores do ensaio de condutividade hidráulica para a primeira réplica solo mais CCA (CCAR1):

Na (Fig. 11) e (Fig. 12) encontram-se as curvas de variação volumétrica e vazão para a primeira réplica do compósito solo mais CCA:

O coeficiente de condutividade hidráulica do solo para a primeira réplica com densidade máxima do compósito, com dosagem 20% de CCA é igual a  $5,72 \times 10^{-8} \text{ m.s}^{-1}$ .

Na (tabela 7) estão apresentados os valores do ensaio de condutividade hidráulica para a segunda réplica solo mais CCA (CCAR2):

Tabela 5: Dados Ensaio SR3

t	V	$\Delta V$	Q
[s]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> /s]
0	44	0	0,17
60	33,8	10,2	5,83X10-2
120	30,3	13,7	2,33X10-2
240	27,5	16,5	8,96X10-3
480	25,35	18,65	2,26X10-3
900	24,4	19,6	1,78X10-3
1800	22,8	21,2	1,28X10-3
3600	20,5	23,5	1,25X10-3
7200	16	28	1,08X10-3
14400	8,2	35,8	1,08X10-3

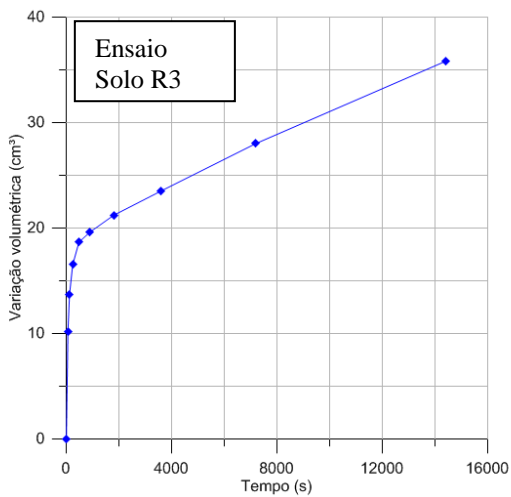


Figura 9: Variação Volumétrica SR3

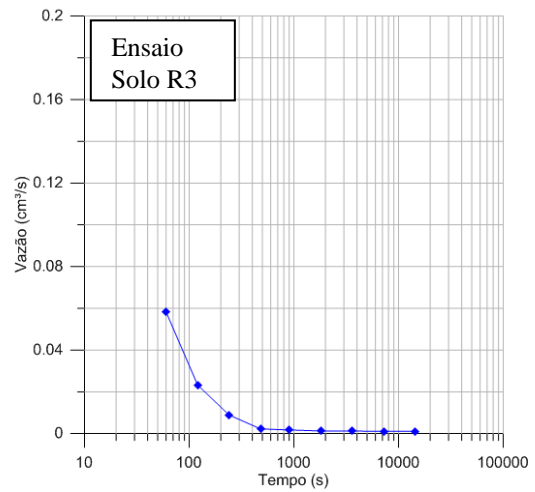


Figura 10: Vazão SR3

Tabela 6: Dados Ensaio CCAR1

t	V	$\Delta V$	Q
[s]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> /s]
1	40,6	0	
30	40,5	0,1	3,45X10-3
60	40,45	0,15	1,67X10-3
120	40,4	0,2	8,33X10-4
240	40,35	0,25	4,17X10-4
480	40,3	0,3	2,08X10-4
900	40,2	0,4	2,38X10-4
1800	39,9	0,7	3,33X10-4
3600	39,35	1,25	3,06X10-4
7200	38	2,6	3,75X10-4
14400	35,3	5,3	3,75X10-4

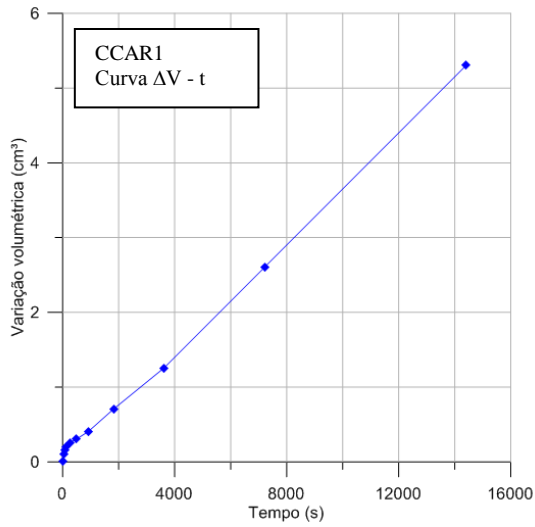


Figura 11: Variação Volumétrica CCAR1

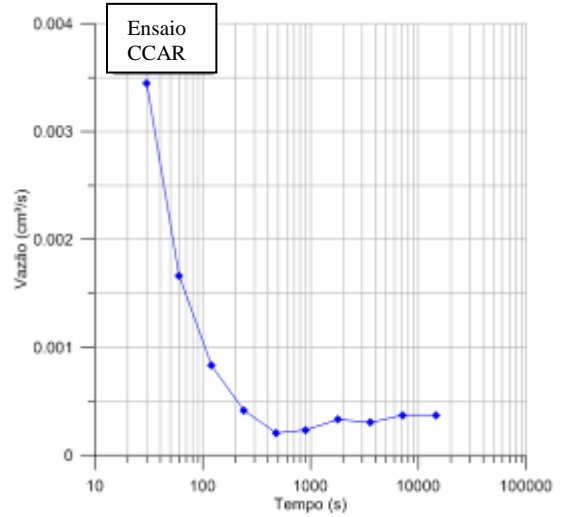


Figura 12: Vazão CCAR1

Tabela 741: Dados Ensaio CCAR2

t	V	ΔV	Q
[s]	[cm³]	[cm³]	[cm³/s]
1	40,7	0	
30	40,5	0,2	6,90X10-3
60	40,4	0,3	3,33X10-3
120	40,2	0,5	3,33X10-3
240	40	0,7	1,67X10-3
480	39,7	1	1,25X10-3
900	39,2	1,5	1,19X10-3
1800	38,3	2,4	1,00X10-3
3600	36,7	4	8,89X10-4
7200	34,1	6,6	7,22X10-4
14400	28,9	11,8	7,22X10-4

Na (Fig. 13) e (Fig. 14) encontram-se as curvas de variação volumétrica e vazão para a segunda réplica do compósito solo mais CCA:

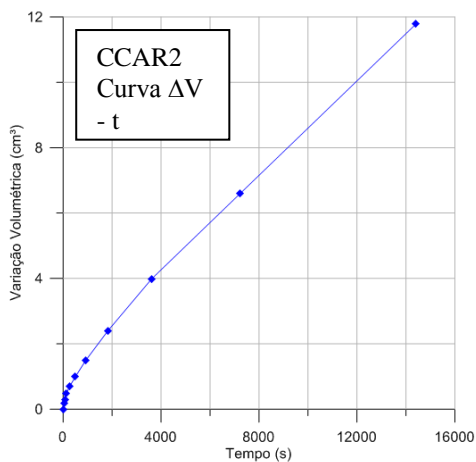


Figura 13: Variação Volumétrica CCAR2

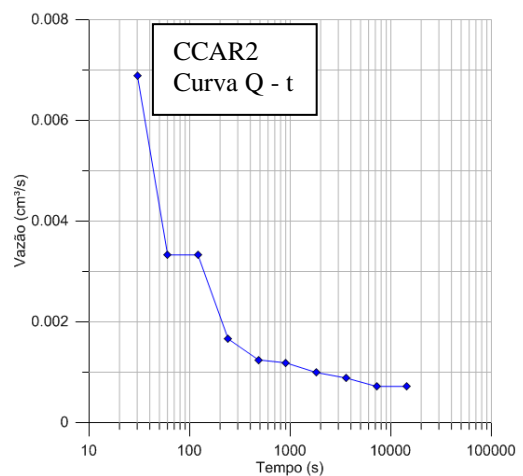


Figura 14: Vazão CCAR2

O coeficiente de condutividade hidráulica do solo para a segunda réplica com densidade máxima do compósito e dosagem 20% de CCA é igual a  $1,44 \times 10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$ .

Na (tabela 8) estão apresentados os valores do ensaio de condutividade hidráulica para a terceira réplica solo mais CCA (CCAR3):

Tabela 8: Dados Ensaio CCAR3

t	V	$\Delta V$	Q
[s]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> ]	[cm <sup>3</sup> /s]
1	40,15	0	
30	39,1	1,05	3,62X10-2
60	39	1,15	3,33X10-3
120	38,8	1,35	3,33X10-3
240	38,6	1,55	1,67X10-3
480	38,3	1,85	1,25X10-3
900	37,7	2,45	1,43X10-3
1800	36,6	3,55	1,22X10-3
3600	34,3	5,85	1,28X10-3

Na (Fig. 15) e (Fig. 16) encontram-se as curvas de variação volumétrica e vazão para a terceira réplica do compósito solo mais CCA:

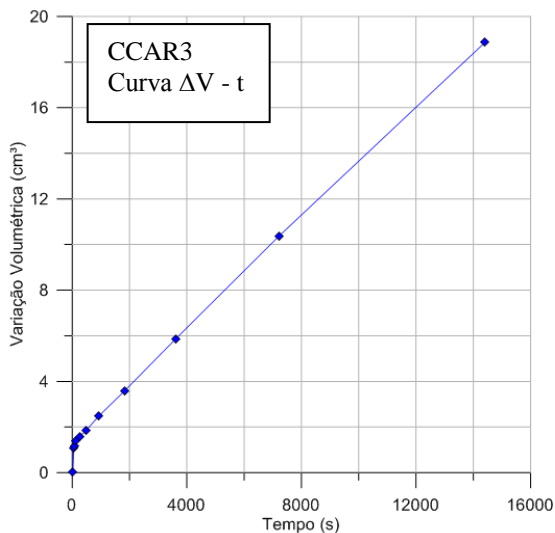


Figura 15: variação Volumétrica CCAR3

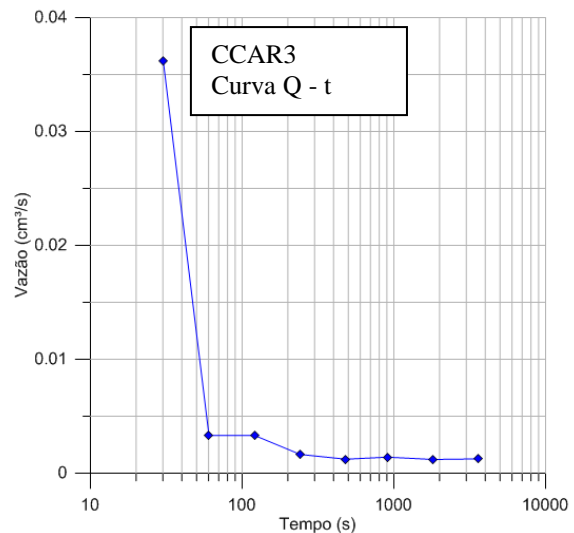


Figura 16: Vazão CCAR3

O coeficiente de condutividade hidráulica do solo para a terceira réplica com densidade máxima do compósito e dosagem 20% de CCA é igual a  $2,95 \times 10^{-7} \text{ m.s}^{-1}$ .

**Efeito Causado Pela Adição da Cinza de Casca de Arroz ao Solo.** O efeito causado pela adição da CCA ao Solo será demonstrado na (tabela 9), na qual constam os valores dos coeficientes de condutividade hidráulica do solo (k), coeficientes de condutividade hidráulica médio do solo (Kmed) e da CCA e também o desvio padrão (S):

Tabela 9: Efeito da CCA

Ensaio	k	kmed	S
	[m.s <sup>-1</sup> ]	[m.s <sup>-1</sup> ]	
SR1	$1,33 \times 10^{-6}$	$1,418 \times 10^{-6}$	$7,75 \times 10^{-7}$
SR2	$2,23 \times 10^{-6}$		
SR3	$6,92 \times 10^{-7}$		
CCAR1	$5,72 \times 10^{-8}$	$1,538 \times 10^{-7}$	$1,01 \times 10^{-7}$
CCAR2	$1,44 \times 10^{-7}$		
CCAR3	$2,95 \times 10^{-7}$		

Em relação à curva de compactação a CCA adicionada ao solo provocou um aumento de 0,9% na massa específica seca máxima e um aumento de 2,10% na umidade ótima.

A CCA apresentou efeito positivo no solo em relação a sua permeabilidade, o solo acrescido por CCA, compactado com a densidade máxima do compósito, obteve uma redução em relação ao solo natural de 89,17% do coeficiente de condutividade hidráulica. Uma redução significativa.

## **Conclusão**

A preocupação com a preservação do meio ambiente tange a busca por alternativas renováveis, que sejam tecnicamente viáveis para a indústria.

Atualmente os recursos utilizados para a impermeabilização do solo, partem de materiais não renováveis, e muitas vezes inviáveis economicamente, devido às áreas que necessitam de tal tratamento serem largamente extensas, como é o caso de aterros sanitários e estradas.

Através da pesquisa realizada constatou-se que a CCA residual, do processo de beneficiamento de arroz, quando adicionada ao solo forma um compósito significativamente menos permeável que o solo natural chegando a diminuir 89,17% da condutividade hidráulica do mesmo, além de provocar um aumento de 0,9% na massa específica seca máxima. Portanto a CCA pode tornar-se uma alternativa na substituição de materiais nobres e caros, em sistemas de contenção de contaminantes. Além do que esta prática pode reduzir o passivo ambiental que a CCA representa para a indústria de beneficiamento de arroz.

## **Referências**

- [1] BUENO, B.S.; VILAR, O.M., Mecânica dos Solos. VOL I, São Carlos 1984.
- [2] CAPUTO, H. P. Mecânica dos solos e suas aplicações. 2ª Ed. Volume 1, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro 2002.
- [3] MINEROPAR – MINERAIS DO PARANÁ S.A. Mineração na geração de emprego e renda – oportunidades de negócio com mineração. Curitiba: SERT, 1998.
- [4] EMBRAPA – EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUARIA Sistema brasileiro de classificação de solo. Rio de Janeiro: Centro Nacional de Pesquisa de Solos, 1999.
- [5] (ASTM Test Designation D-2487) AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D1242-95 a: Standard Test Methods for Resistance of Plastic to Abrasion. Philadelphia, 1996.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7182: Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1986
- [7] KAMINSKI T. B. Desempenho mecânico de compósito formado por solo e cinza de casca de arroz. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel, 2008.
- [8] LUCAS J. F. R. Obtenção da curva de retenção da água do solo pela câmara de compressão triaxial e pelo papel filtro. Trabalho de Pós-Graduação (Mestrado em Engenharia Agrícola) - Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel, 2010.
- [9] PORTAL DA TECNOLOGIA. Ensaio de Infiltrabilidade e Permeabilidade. Acesso em: 08/05/20012. Disponível em: <http://www.portaldetecnologia.com.br/tags/ensaio-de-permeabilidade/>.



## Propriedades mecânicas do adobe com incorporação de partículas de bagaço de cana e “baba de cupim sintética”

CORRÊA Andréa Aparecida Ribeiro<sup>1,a</sup>, PROTÁSIO Thiago de Paula<sup>1,b</sup>, LIMA José Tarcísio de<sup>1,c</sup>, TONOLI Gustavo Denzin<sup>1,d</sup>, MENDES Lourival Marin<sup>1,e</sup>

<sup>1</sup>Departamento de Ciências Florestais da Universidade Federal de Lavras- UFLA, Campus Universitário, Caixa Postal 3037, CEP 37200-000. Lavras MG Brasil

<sup>a</sup>deiacor@uaigiga.com.br, <sup>b</sup>depaulaprotasio@gmail.com, <sup>c</sup>jtlima@dcf.ufla.br, <sup>d</sup>gustavotonoli@yahoo.com.br, <sup>e</sup>lourival@dcf.ufla.br

**Palavras-chave:** Adobe, Bagaço de cana, “Baba de cupim sintética”, Propriedades mecânicas

**Resumo.** Entre os materiais não convencionais disponíveis no Brasil para construção, temos as partículas lignocelulósicas de bagaço de cana-de-açúcar e a “baba de cupim sintética”. O reforço com essas partículas e a estabilização química do solo com a “baba de cupim sintética” ainda não foram investigados para a composição do adobe. Portanto o objetivo da pesquisa foi avaliar suas propriedades mecânicas com a incorporação desses materiais. O solo utilizado foi Latossolo Vermelho cambissólico textura argilosa com presença de caulinita, e correção granulométrica para 50% de areia. As partículas “sliver” foram lavadas com água residual do processo de destilação à 45°C e secas ao ar. Foram determinadas sua densidade e composição química. O adobe foi produzido com formas duplas de madeira de 30x15x8cm. Os tratamentos foram: adobes sem partículas (controle); e adobes com incorporação das partículas de bagaço de cana nas quantidades de 2%, 4% e 6% em massa seca e “baba de cupim sintética” em 1:1500 e 1:500 com reagente sulfato de alumínio em 1:5.000. Os adobes foram mantidos no galpão coberto até a completa secagem. Foram avaliados em resistência à compressão e flexão. Os resultados comprovaram que houve interação positiva entre os componentes do adobe melhorando sua resistência à compressão em até 60%. A melhor composição foi para 6% de bagaço de cana e “baba de cupim sintética” na solução 1:500.

### Introdução

A preocupação crescente com a redução dos danos ambientais causados pelo setor da construção, desperta o interesse dos pesquisadores por materiais e produtos não convencionais que atendam parâmetros de qualidade, economia e sustentabilidade. As fibras vegetais disponíveis em grande quantidade no Brasil são renováveis, e algumas de rápido crescimento. Seu uso em compósitos como no adobe promove maior flexibilidade, menor deformação preservando seu formato, e impede a expansão transversal (efeito de Poisson) [1]. O aumento da quantidade de fibras reduz a resistência à compressão mas aumenta a ductibilidade [2]. A cana-de-açúcar é uma das principais culturas agrícolas da economia brasileira, sendo que aproximadamente 28% corresponde ao bagaço de cana [3]. Sua constituição é em média de 46% de fibras e tem baixa densidade. Os resíduos têm em sua composição basicamente celulose, hemicelulose e lignina, na proporção aproximada de 40 a 50%, 20 a 30% e 25 a 30% respectivamente, variando em função do tipo de material.

O “cupinzeiro”, hidrofóbico natural, tem propriedades coesivas e resistência mecânica. Os cupins de montículo da espécie *Cornitermes cumulans* produzem um material pastoso considerado como “argamassa estrutural”. Sua constituição é de saliva, resíduo vegetal e solo. O uso de solo de “cupinzeiro” em estradas vicinais melhorou a qualidade da sub-base, aumentando as propriedades coesivas e estabilidade do solo. A estabilização química do solo acontece devido a transformação de água adsorvida presente no argilo mineral em água livre. A curiosidade científica e o investimento de empresas brasileiras culminaram na criação da “baba de cupim sintética”.



Estudos científicos sobre blocos de terra comprimida (BTC) com adição de “baba de cupim sintética” melhoraram suas propriedades mecânicas [4]. Entretanto, pesquisas sobre o comportamento do adobe com adição desse estabilizante químico e partículas de bagaço de cana não foram encontradas na literatura científica. Portanto, o objetivo da pesquisa foi avaliar a composição solo-partículas lignocelulósicas -“baba de cupim sintética” quanto as propriedades mecânicas.

## Metodologia

O solo do município de Lavras foi classificado como Latossolo Vermelho cambissólico, textura argilosa com densidade de 1,420 g.cm<sup>-3</sup> [5]. A presença do argilo-mineral caulinita foi determinada pela difratometria de raios-X [6]. O bagaço de cana foi cedido pela Usina Sucroalcooleira Monte Alegre, Areado MG. A transformação em partículas “sliver” foi feita utilizando o moinho martelo com peneira de 2,78 mm de abertura. Então foram lavadas com a água descartada do processo de destilação com temperatura de 45<sup>o</sup>C, até eliminar a turbidez e em seguida secas ao ar. Para a composição química das partículas foram determinadas as porcentagens de teor de extrativos totais [7], teor de lignina insolúvel [8], cinzas [9], holocelulose [10], celulose [11]. Para determinação da densidade básica das partículas foi utilizado o método de Medição Direta do Volume por Cilindro Graduado com 6 repetições. O dimensionamento das partículas foi feito com o auxílio do *software* “Image J”, para o cálculo de razão de aspecto com amostra representativa de 100 unidades. A “baba de cupim sintética” foi cedida pela empresa FISTEC Ltda. As quantidades de “baba de cupim sintética” escolhidas foram as concentrações 1: 1.500 (0,07%) e 1:500 (0,20%). O reagente utilizado foi o sulfato de alumínio em solução 1: 5.000 para todos os tratamentos.

A quantidade de água ideal foi determinada em estufa a 103 ± 2<sup>o</sup>C e definida em ensaios expeditos denominados “Queda da bola”[12] e “Prueba de Vicat” [13] com 3 repetições para cada tratamento. Os parâmetros para comparação de umidade ideal adotados foram os resultados do limite de plasticidade (LP) e o limite de liquidez (LL) determinados para o solo corrigido. Fragmentos de adobes foram observados em microscopia eletr nica de varredura (MEV) e microscópio estereoscópio para visualizar a interação solo - partículas lignocelulósicas- “baba de cupim sintética”.

**Plano experimental.** O controle (T1S) foi o adobe em solo corrigido, comparado aos tratamentos com partículas de bagaço de cana com 2%, 4%, e 6% em massa seca e “baba de cupim sintética” nas concentrações 1:1.500 e 1:500 (Tabela 1). A densidade aparente dos adobes foi calculada com 4 repetições. Para verificar as propriedades mecânicas foram feitos os ensaios de compressão [14] e flexão em três pontos [15].

Tabela 1. Plano experimental

Tratamentos	Composição		Partículas (%)	Propriedades mecânicas
T1S (controle)	solo + água		0	resistência � compressão
T2C2B1	solo + água + bagaço de cana	+“baba de cupim sintética” 1:1500	2	
T2C4B1			4	
T2C6B1			6	
T3C2B2		+“baba de cupim sintética” 1:500	2	resistência � flexão
T3C4B2			4	
T3C6B2			6	

**Resistência   compressão.** Os ensaios de compressão foram realizados na Máquina Universal EMIC com seis repetições. Os adobes foram pesados e medidos antes do ensaio. Esses foram serrados ao meio com serra circular, e as metades foram unidas utilizando-se argamassa para assentamento solo:cal (1:4) e para regularização das superfícies de contato com a prensa. Após secagem da primeira camada de regularização foram aplicadas outras duas de mãos com traço 1:2 para acabamento sem fissuras (Fig. 1). A célula de carga utilizada foi de 100kN com velocidade de 1,2mm/min. O módulo de elasticidade (MOE) foi calculado pelo programa da Máquina EMIC.



Figura 1. Preparo dos corpos de prova e ensaio de compressão

**Resistência à flexão.** Os ensaios de flexão foram realizados na Máquina Universal EMIC com quatro repetições. Os adobes foram pesados e medidos antes do ensaio. A distância entre os dois cutelos inferiores foi de 240 mm para todos os adobes. A célula de carga utilizada foi de 20kN com velocidade de 1,2mm/min. O módulo de elasticidade (MOE) foi calculado pelo programa da Máquina EMIC. Os corpos de prova foram submetidos à carga até a fratura (Fig. 2).



Figura 2. Secagem dos adobes, início e finalização do ensaio de flexão.

Os dados do experimento foram analisados pela análise de variância, considerando-se um delineamento inteiramente casualizado (DIC). O teste de Tukey foi aplicado para diferenças significativas em nível de 5%. O *software* utilizado foi o SISVAR 4.2 [16].

## Resultados e discussão

A densidade básica das partículas “sliver” foi de  $0,156 \text{ g.cm}^{-3}$ , com comprimento variável entre 0,9 até 24 mm. O resultado para razão de aspecto foi 8, sendo satisfatório para ancoragem e reforço na composição solo-partícula. A redução de extrativos após a lavagem em aproximadamente 50% (Tabela 2) observada na caracterização química das partículas, comprovou a eficiência do tratamento para o objetivo de retirar impurezas do material.

**Umidade ideal e densidade aparente dos adobes.** Os resultados de umidade ideal com 2% de partículas foram próximos ao limite de plasticidade (LP) de 34,58%. O acréscimo de partículas aumenta a umidade ideal que aproxima-se do Limite de Liquidez (LL) de 55,44% e comprova a propriedade hidrofílica das fibras. Os efeitos da adição da “baba de cupim sintética” nos adobes com bagaço de cana foram mais efetivos quanto à redução de umidade ideal, quando a quantidade

de partículas era menor (T2C2B1 e T3C2B2). Pode-se inferir que a presença de maior quantidade de partículas inibiu parcialmente a propriedade hidrofugante do produto.

Tabela 2. Caracterização química das partículas lignocelulósicas

Partículas de bagaço de cana	Composição química (%)					
	extrativos		lignina	holocelulose		cinzas
	natural	lavado		81,46 <sub>1,19*</sub>		
	6,28 <sub>0,29</sub>	3,86 <sub>0,001</sub>	21,20 <sub>0,77</sub>	celulose	hemicelulose	3,30 <sub>0,14</sub>
52,38				29,08		
CV**(%)	4,57	0,002	0,42	1,84		1,30

\*desvio padrão \*\*coeficiente de variância calculado

Para a densidade aparente dos adobes, o efeito da interação entre os tratamentos com partículas lignocelulósicas, e sua quantidade para não foi significativo a 5%, então foram avaliados os efeitos simples. O modelo de regressão ajustou-se melhor ao modelo linear. A composição solo-partículas, aumentou o consumo de água, e reduziu a densidade aparente ( $\rho_{\text{aparente}}$ ). Na Fig. 3 foram comparadas as umidades ideais dos adobes com os Limites de Atterberg e apresentados os resultados de densidade aparente para cada tratamento.

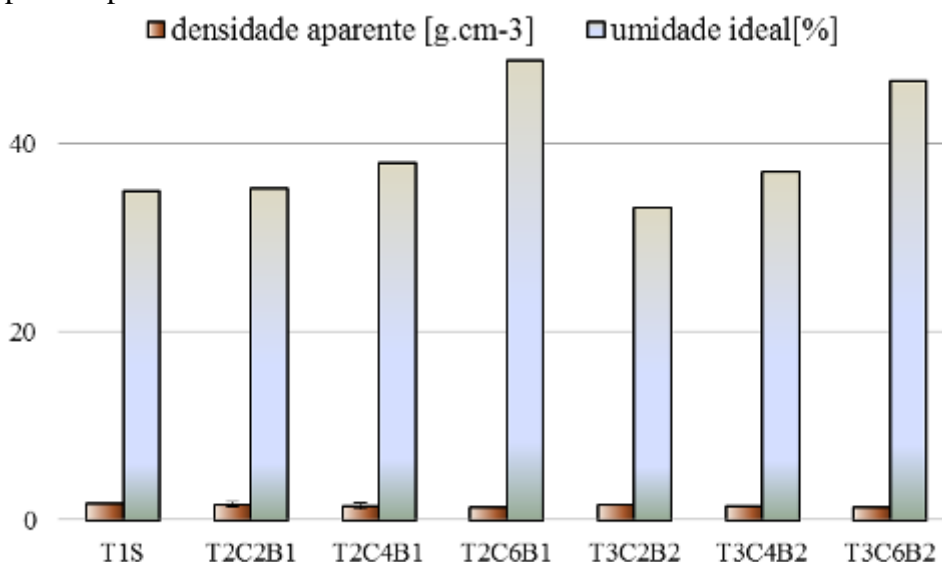


Figura 3. Umidade ideal e densidade aparente dos adobes

**Resistência à compressão.** O resultado do módulo de elasticidade (MOE) para os adobes do tratamento T1S foi de 43MPa, intermediário quando comparado aos outros tratamentos. As quantidades de partículas e de “baba de cupim sintética” interagiram entre si e influenciaram os resultados para o módulo de elasticidade (MOE). O aumento de porcentagem de partículas de bagaço de cana reduziu o MOE, ocorrendo menor variação dos resultados para maior quantidade de estabilizante químico (Fig. 4).

A resistência à compressão para os tratamentos propostos foi superior ao T1S (controle) com resultado de 0,6 MPa, comprovando a eficiência da interação partícula-estabilizante químico. Os resultados atenderam à NTE E.080 [14] que estabelece resistência à compressão  $\geq 0,7$  MPa, exceto para os adobes do tratamento T3C2B2. Tratamento com menor quantidade de partículas e de “baba de cupim sintética” teve o mesmo resultado que para maior quantidade de partículas e estabilizante.

**Resistência à flexão.** Os resultados para o MOE foram iguais estatisticamente para os tratamentos e superiores aos resultados do ensaio de compressão. Para T2CB1 em 2, 4, e 6% foi de 113 MPa e para T3CB2 em 2, 4, e 6% foi de 114 MPa. A resistência à flexão não teve variação significativa entre os tratamentos sendo de 0,47MPa para T1S e com valores médios para os outros tratamentos representados na Tabela 3.

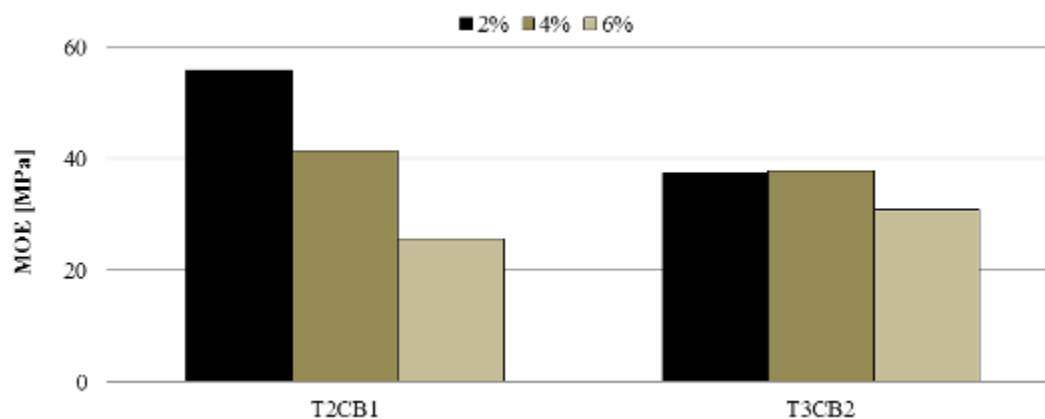


Figura 4. Resultados para o Módulo de Elasticidade para adobes com partículas e “baba de cupim sintética”

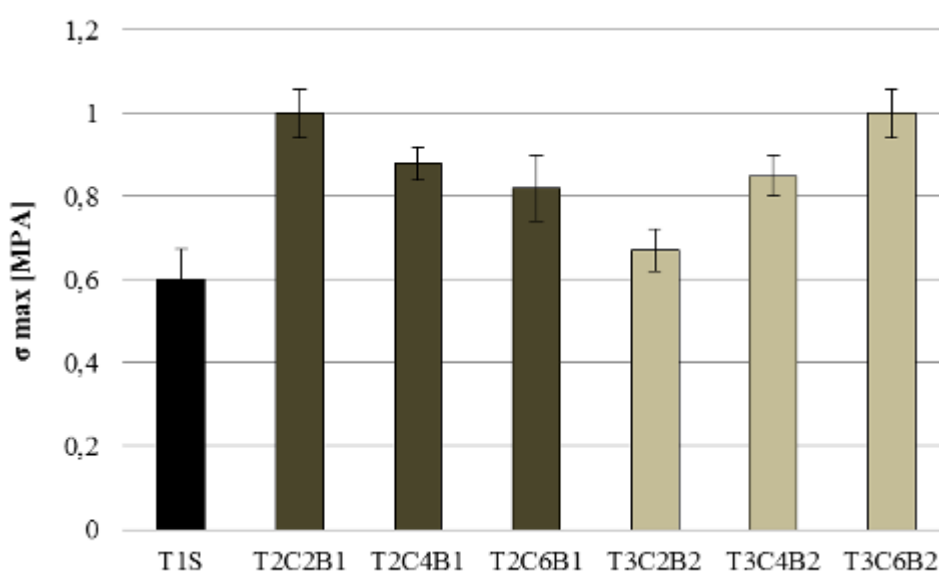


Figura 5. Resistência dos adobes à compressão

Tabela 3. Resultados de resistência à flexão para adobes com partículas e “baba de cupim sintética”

Resistência à flexão (MPa)				
“Baba de cupim sintética” (%)	Partículas “sliver”	Quantidade (%)		
		2	4	6
1:1500	Bagaço de cana	0,39aA	0,42aA	0,39aA
1:500		0,34bB	0,39bB	0,52aA

**Visualização microestrutural dos adobes.** Imagens de microscopia eletrônica de varredura (MEV) e microscópio estereoscópico comprovam a coesão e ancoragem promovidas pelos tratamentos propostos (Fig. 5).

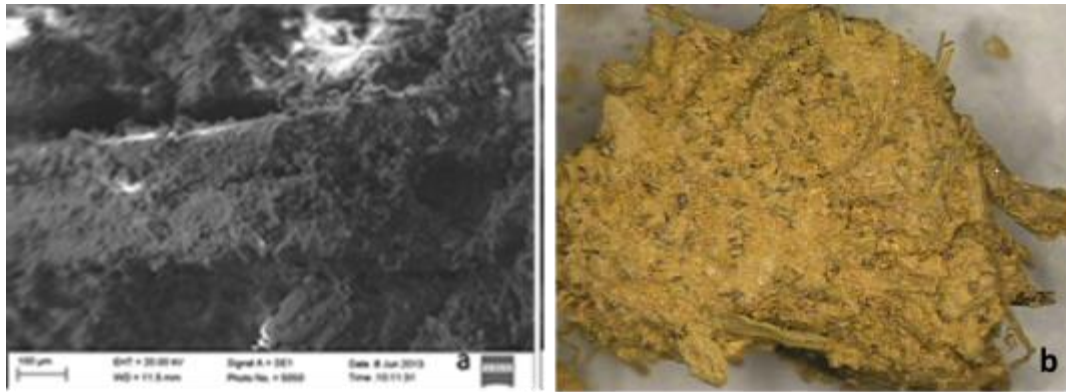


Figura 2. Imagem em MEV do tratamento T2C4B1 com aumento de 300 vezes (a) ilustra a aderência solo nas partículas. O fragmento de adobe do tratamento T2C2B1 visto no microscópio estereoscópico com aumento de 75 vezes (b) representa a coesão solo- partículas- baba de cupim sintética.

## Conclusão

A estabilização química com “baba de cupim sintética” e o reforço com partículas de bagaço de cana tiveram interação positiva melhorando a resistência à compressão dos adobes em até 60%.

## Referências

- [1] Binici H, Aksogan O, Shah T. Investigation of fibre reinforced mud brick as a building material. *Construction and Building Materials* 2005;19:313–8.
- [2] Yetgin S, Çavdar O, Çavdar A. The effects of the fibre contents on the mechanic properties of the adobes. *Construction and Building Materials* 2008;22:222–7
- [3] Companhia Nacional de Abastecimento. Acompanhamento de safra brasileira: cana-de-açúcar, segundo levantamento, agosto/2013. Brasília: Conab 2013.
- [4] O. B. Faria; R. A. G. Battistelle; C. Neves. Avaliação preliminar da influência da adição de "baba de cupim" em características físicas e mecânicas de solo-cimento compactado. In: Congresso de Arquitetura e Construção com Terra no Brasil. 2012. Fortaleza. Anais... Fortaleza: UFCE, 2012. 1 CD ROM.
- [5] Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária -Embrapa. Manual de métodos de análise de solo. 2. ed. Rio de Janeiro, 1997. 212 p.
- [6] M. Resende et al. Mineralogia de solos brasileiros: interpretação e aplicações. Lavras: UFLA, 2005. 192 p.
- [7] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 14853: madeira: determinação do material solúvel em etanol-tolueno em diclorometano e em acetona. Rio de Janeiro, 2010b. 3 p.
- [8] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7989: pasta celulósica e madeira: determinação de lignina insolúvel em ácido. Rio de Janeiro, 2010a. 6 p.
- [9] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 13999: papel, cartão, pastas celulósicas e madeira: determinação do resíduo (cinza) após a incineração a 525°C. Rio de Janeiro, 2003. 4 p.
- [10] B. L. Browning The chemistry of wood. New York: Interscience, 1963.
- [11] F. Kennedy; G. O. Phillips; E. P. A. Williams. Wood and cellulose: industrial utilization, biotechnology, structure and properties, ellishorwood. Chichester: E. Horwood, 1987. 1130 p.
- [12] N. P. Barbosa; K. Ghavami. Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais. In: ISAIA, G.C. (Org.). Terra crua. São Paulo: Ibracon, 2007. v. 2, p. 1505-1557.

- [13] L. E. H. Ruiz; J. A. M. Luna. Cartilla de pruebas de campo. Conescal: [s. n.], 1983. 72p.
- [14] NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN. NTE E.080: regulamento nacional de construcciones. Lima, 2000. p. 17.
- [15] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 790: standart test methods for flexural properties of unreinforced and reinforced plastics and electrical insulating materials. West Conshohocken, 2000.
- [16] D. F. Ferreira. SISVAR: um sistema de computador de análise estatística. Ciência e Agrotecnologia, Lavras, v. 35, n. 6, p. 1039-1042, 2011.



## Propriedades físicas do adobe com incorporação de partículas de bagaço de cana e “baba de cupim sintética”

CORRÊA Andréa Aparecida Ribeiro<sup>1,a</sup>, PROTÁSIO Thiago de Paula<sup>1,b</sup>, LIMA José Tarcísio de<sup>1,c</sup>, TONOLI Gustavo Denzin<sup>1,d</sup>, MENDES Lourival Marin<sup>1,e</sup>

<sup>1</sup>Departamento de Ciências Florestais da Universidade Federal de Lavras- UFLA, Campus Universitário, Caixa Postal 3037, CEP 37200-000. Lavras MG Brasil

<sup>a</sup>deiacor@uaigiga.com.br, <sup>b</sup>depaulaprotasio@gmail.com, <sup>c</sup>jtlima@dcf.ufla.br, <sup>d</sup>gustavotonoli@yahoo.com.br, <sup>e</sup>lourival@dcf.ufla.br

**Palavras-chave:** Adobe, Bagaço de cana, “Baba de cupim sintética”, Propriedades físicas

**Resumo.** O adobe, tijolo de terra sem sinterização, conforme o argilo mineral componente do solo e sua classificação textural e plástica, pode ser estabilizado para melhorar suas propriedades. Tanto o reforço com partículas de bagaço de cana, como a estabilização química do solo com a “baba de cupim sintética” ainda não foram investigados como componentes do adobe. Portanto o objetivo da pesquisa foi avaliar se a incorporação desses materiais não convencionais promovem benefícios para as propriedades físicas do adobe. O Latossolo Vermelho cambissólico textura argilosa, da região de Lavras com presença de caulinita teve correção granulométrica para 50% de areia. As partículas “sliver” foram lavadas com água residual do processo de destilação à 45<sup>o</sup>C e secas ao ar. Foram determinadas sua densidade e composição química. O adobe foi produzido com formas de madeira de 30x15x8cm. Os tratamentos foram: adobes sem partículas (controle); e adobes com incorporação das partículas de bagaço de cana nas quantidades de 2%, 4% e 6% em massa seca e “baba de cupim sintética” em 1:1500 e 1:500 com reagente sulfato de alumínio a 1:5.000. Os adobes foram mantidos no galpão coberto até a completa secagem. Foram avaliados em absorção de água, capilaridade, perda de massa, e contração linear. Os resultados comprovaram que houve interação positiva entre os componentes do adobe melhorando suas propriedades físicas. A melhor composição foi com 6% de bagaço de cana e 1:500 de “baba de cupim sintética”.

### Introdução

As construções não convencionais englobam procedimentos, materiais e produtos inovadores que visam qualidade, economia e sustentabilidade. Materiais de construção ecologicamente corretos estão disponíveis na natureza, são renováveis e/ou recicláveis, e contribuem para livrar o ambiente do incômodo dos resíduos [1]. Um exemplo é a composição solo-fibras vegetais, que pode gerar maior qualidade e economia. O acréscimo de fibras em solos mais argilosos controla a microfissuração, contribuindo também para diminuir a retratibilidade.

A cana-de-açúcar foi introduzida no Brasil pelos portugueses no início do século XVI. Atualmente, é uma das principais culturas agrícolas da economia brasileira, sendo que aproximadamente 28% corresponde ao bagaço de cana [2]. Sua constituição é em média de 46% de fibras e tem baixa densidade. Os resíduos têm em sua composição basicamente celulose, hemicelulose e lignina, na proporção aproximada de 40 a 50%, 20 a 30% e 25 a 30% respectivamente, variando em função do tipo de material.

O “cupinzeiro”, hidrofóbico natural, tem propriedades coesivas e resistência mecânica. Sua construção é feita pelos cupins de montículo que pertencem à espécie *Cornitermes cumulans*. O material pastoso utilizado que funciona como “argamassa estrutural” é constituído, basicamente, por sua saliva, resíduo vegetal e solo. Em estradas vicinais observou-se que a deposição de solo de “cupinzeiro” melhorava a qualidade da base para pavimentação. Esse fenômeno despertou a curiosidade científica, que foi financiada por empresas brasileiras e culminou na produção da “baba



de cupim sintética”. Tem como principal função reduzir a água adsorvida no argilo mineral, promovendo maior coesão ao solo.

Estudos científicos sobre blocos de terra comprimida (BTC) com adição de “baba de cupim sintética” melhoraram suas propriedades físicas [3]. Entretanto, pesquisas sobre o comportamento do adobe com adição desse estabilizante químico e partículas de bagaço de cana não foram encontradas na literatura científica. Portanto, o objetivo da pesquisa foi avaliar a composição solo-partículas lignocelulósicas -“baba de cupim sintética” quanto as propriedades físicas.

## Metodologia

O solo do município de Lavras foi classificado como Latossolo Vermelho cambissólico, textura argilosa com densidade de 1,420 g.cm<sup>-3</sup> [4]. A presença do argilo-mineral caulinita foi determinada pela difratometria de raios-X [5]. O bagaço de cana foi cedido pela Usina Sucroalcooleira Monte Alegre, Areado MG. A transformação em partículas “sliver” foi feita utilizando o moinho martelo com peneira de 2,78 mm de abertura. Então foram lavadas com a água descartada do processo de destilação com temperatura de 45<sup>0</sup>C, até eliminar a turbidez e em seguida secas ao ar. Para a composição química das partículas foram determinadas as porcentagens de teor de extrativos totais [6], teor de lignina insolúvel [7], cinzas [8], holocelulose [9], celulose [10]. Para determinação da densidade básica das partículas foi utilizado o método de Medição Direta do Volume por Cilindro Graduado com 6 repetições. O dimensionamento das partículas foi feito com o auxílio do *software* “Image J”, para o cálculo de razão de aspecto com amostra representativa de 100 unidades. A “baba de cupim sintética” foi cedida pela empresa FISTEC Ltda.

As quantidades de “baba de cupim sintética” escolhidas foram as concentrações 1:1.500 (0,07%) e 1:500 (0,20%). O reagente utilizado foi o sulfato de alumínio em solução 1:5.000 para todos os tratamentos.

A quantidade de água ideal foi determinada em estufa a 103 ± 2<sup>0</sup>C e definida em ensaios expeditos denominados “Queda da bola”[11] e “Prueba de Vicat” [12] com 3 repetições para cada tratamento. Os parâmetros para comparação de umidade ideal adotados foram os resultados do limite de plasticidade (LP) e o limite de liquidez (LL) determinados para o solo corrigido. Fragmentos de adobes foram observados em microscopia eletrônica de varredura (MEV) e microscópio estereoscópio para visualizar a interação solo - partículas lignocelulósicas- “baba de cupim sintética”.

**Plano experimental.** O controle (T1S) foi o adobe em solo corrigido, comparado aos tratamentos com partículas de bagaço de cana com 2%, 4%, e 6% em massa seca e “baba de cupim sintética” nas concentrações 1:1500 e 1:500 (Tabela 1). Os adobes foram avaliados nos seguintes parâmetros: densidade; contração linear [12] com 5 repetições, absorção de água [13] com 6 repetições e capilaridade com 3 repetições [13], com cálculo de perda de massa. Os dados do experimento foram analisados pela análise de variância, considerando-se um delineamento inteiramente casualizado (DIC). O teste de Tukey foi aplicado para diferenças significativas em nível de 5%. O *software* utilizado foi o SISVAR 4.2 [14].

Tabela 1. Plano experimental

Tratamentos	Composição	Partículas (%)	Propriedades físicas
T1S (controle)	solo + água	0	densidade contração linear absorção de água capilaridade perda de massa
T2C2B1	solo+ água + bagaço de cana +“baba de cupim sintética” 1:1500	2	
T2C4B1		4	
T2C6B1		6	
T3C2B2	solo+ água + bagaço de cana +“baba de cupim sintética” 1:500	2	
T3C4B2		4	
T3C6B2		6	

## Resultados e discussão

A densidade básica das partículas “sliver” foi de  $0,156 \text{ g.cm}^{-3}$ , com comprimento variável entre 0,9 até 24 mm. O resultado para razão de aspecto foi 8, sendo satisfatório para ancoragem e reforço na composição solo-partícula. A redução de extrativos após a lavagem em aproximadamente 50% (Tabela 2) observada na caracterização química das partículas, comprovou a eficiência do tratamento para o objetivo de retirar impurezas do material.

Tabela 2. Caracterização química das partículas lignocelulósicas

Partículas de bagaço de cana	Composição química (%)					
	extrativos		lignina	holocelulose		cinzas
	natural	lavado		81,46 <sub>1,19*</sub>		
	6,28 <sub>0,29</sub>	3,86 <sub>0,001</sub>	21,20 <sub>0,77</sub>	celulose	hemicelulose	3,30 <sub>0,14</sub>
				52,38	29,08	
CV**(%)	4,57	0,002	0,42	1,84		1,30

\*desvio padrão \*\*coeficiente de variância calculado

**Umidade ideal e densidade aparente dos adobes.** Os resultados de umidade ideal com 2% de partículas foram próximos ao limite de plasticidade (LP) de 34,58%. O acréscimo de partículas aumenta a umidade ideal que aproxima-se do Limite de Liquidez (LL) de 55,44% e comprova a propriedade hidrofílica das fibras. Os efeitos da adição da “baba de cupim sintética” nos adobes com bagaço de cana foram mais efetivos quanto à redução de umidade ideal, quando a quantidade de partículas era menor (T2C2B1 e T3C2B2). Pode-se inferir que a presença de maior quantidade de partículas inibiu parcialmente a propriedade hidrofugante do produto.

Para a densidade aparente dos adobes, o efeito da interação entre os tratamentos com partículas lignocelulósicas, e sua quantidade para não foi significativo a 5%, então foram avaliados os efeitos simples. O modelo de regressão ajustou-se melhor ao modelo linear. A composição solo-partículas, aumentou o consumo de água, e reduziu a densidade aparente ( $\rho_{\text{aparente}}$ ). Na Tabela 3 foram comparadas as umidades ideais dos adobes com os Limites de Atterberg e apresentados os resultados de densidade aparente para cada tratamento.

Tabela 3. Umidade ideal e dos adobes densidade aparente

Tratamentos	Densidade aparente ( $\text{g.cm}^{-3}$ )	Umidade ideal (%)	Limites de Atterberg (%)	
			LP	LL
T1S	1,763 <sub>0,115*</sub>	34,93	34,58	55,44
T2C2B1	1,662 <sub>0,316</sub>	35,18		
T2C4B1	1,495 <sub>0,354</sub>	37,89		
T2C6B1	1,411 <sub>0,020</sub>	48,76		
T3C2B2	1,663 <sub>0,024</sub>	33,19		
T3C4B2	1,539 <sub>0,046</sub>	36,99		
T3C6B2	1,409 <sub>0,059</sub>	46,57		

\*desvio padrão

**Contração linear.** O aumento na quantidade de partículas reduziu a contração linear, com resultados semelhantes nas duas concentrações de “baba de cupim sintética”. Para menor quantidade de partículas com maior quantidade de solução os resultados foram melhores. As fibras são hidrofílicas e a estabilização química tem propriedades hidrofóbicas e coesivas. A interação dos materiais com o solo promoveu menor contração linear nos adobes (Fig. 1).

**Absorção de água e perda de massa.** A perda de massa após 6 horas de imersão, foi reduzida devido ao reforço e ancoragem das partículas e a coesão do estabilizante químico. Os tratamentos com maior concentração de “baba de cupim sintética” tiveram menor perda de massa (Tabela 4). A composição entre o solo-partícula- “baba de cupim sintética” foi eficaz porque reduziu a absorção de água (AA) com a ação da estabilização química, e promoveu menor interferência das propriedades hidrofílicas das partículas. Os melhores resultados com a solução mais concentrada do produto demonstraram a afinidade entre os materiais.

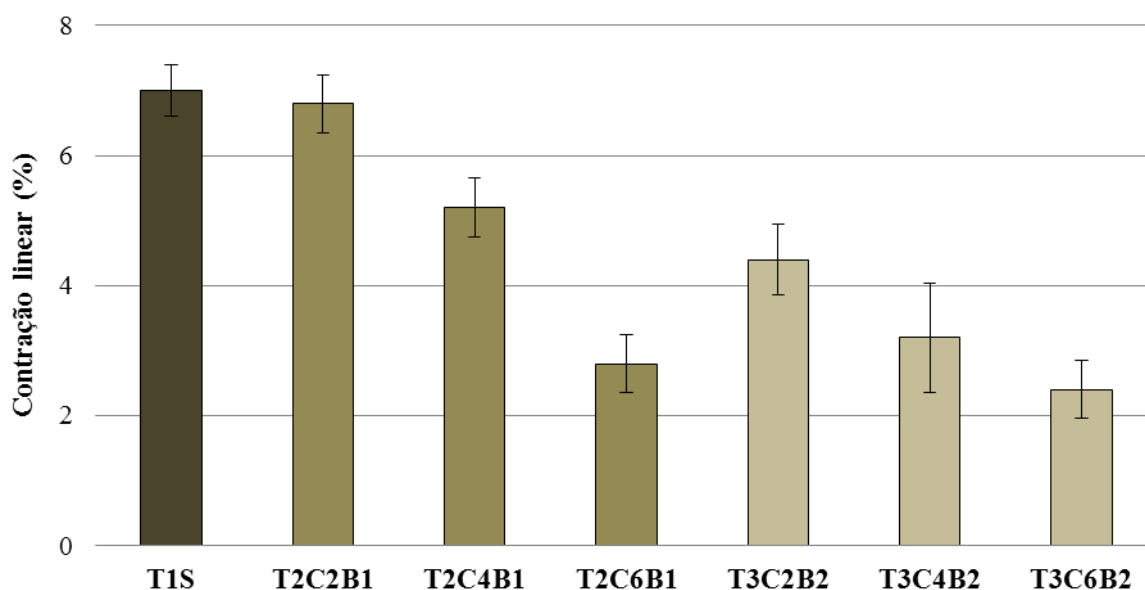


Figura 1. Contração linear dos adobes.

Tabela 4. Resultados de perda de massa e absorção de água

Resultados	T1S	T2C2B1	T2C4B1	T2C6B1	T3C2B2	T3C4B2	T3C6B2
Perda de massa (%)	100	2,69	3,40	2,86	1,93	1,34	1,14
AA (%)	100	15,76 <sub>0,42</sub> *	16,16 <sub>0,88</sub>	18,26 <sub>0,88</sub>	12,19 <sub>0,51</sub>	13,97 <sub>0,45</sub>	15,72 <sub>0,40</sub>

\* desvio padrão

**Capilaridade e perda de massa.** Os resultados para a perda de massa após uma hora demonstraram a eficiência da “baba de cupim sintética”, que inibiu a propriedade hidrofílica das partículas reduzindo a capilaridade. Ambos os tratamentos contribuíram para a redução da perda de massa: a presença das partículas e a maior concentração de “baba de cupim sintética”. A quantidade de partículas não interferiu na capilaridade. O estabilizante químico contribuiu para redução de capilaridade mesmo com a presença das partículas lignocelulósicas (Tabela 5).

Tabela 5. Resultados de perda de massa e capilaridade

Resultados	T1S	T2C2B1	T2C4B1	T2C6B1	T3C2B2	T3C4B2	T3C6B2
Perda de massa (%)	100	0,17	0,23	0,20	0,30	0,28	0,17
Capilaridade (%)	100	2,13	2,13	2,30	2,23	2,36	2,20

**Visualização microestrutural dos adobes.** Imagens de microscopia eletrônica de varredura (MEV) e microscópio estereoscópico comprovam a coesão e ancoragem promovidas pelos tratamentos propostos (Fig. 2).

## Conclusão

A estabilização química com “baba de cupim sintética” e o reforço com partículas de bagaço de cana reduziram a perda de massa, a absorção de água, a capilaridade, e a contração linear. Os tratamentos propostos foram eficientes para as propriedades físicas do adobe.

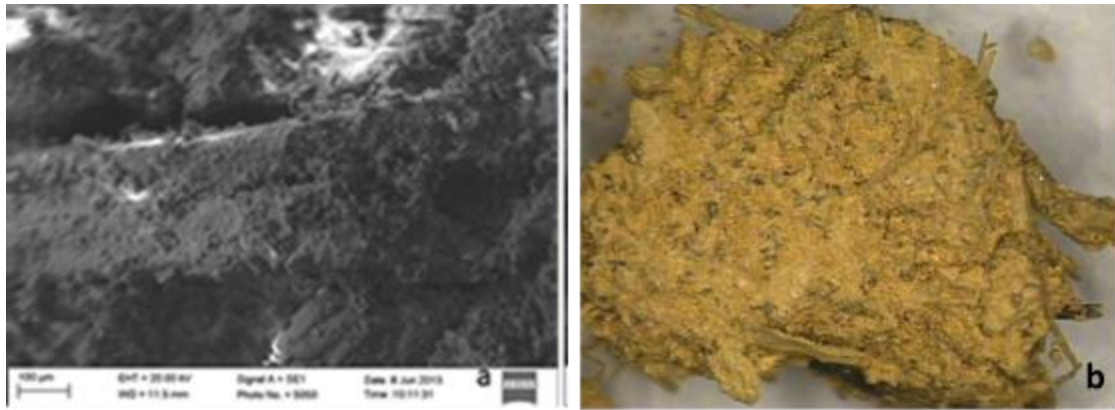


Figura 2. Imagem em MEV do tratamento T2C4B1 com aumento de 300 vezes (a) ilustra a aderência solo nas partículas. O fragmento de adobe do tratamento T2C2B1 visto no microscópio estereoscópico com aumento de 75 vezes (b) representa a coesão solo- partículas- baba de cupim sintética.

## Referências

- [1] N. P. Barbosa. Considerações sobre materiais de construção industrializados e não convencionais. João Pessoa: UFPB, 2005.
- [2] Companhia Nacional de Abastecimento. Acompanhamento de safra brasileira: cana-de-açúcar, segundo levantamento, agosto/2013. Brasília: Conab 2013.
- [3] O. B. Faria; R. A. G. Battistelle; C. Neves. Avaliação preliminar da influência da adição de "baba de cupim" em características físicas e mecânicas de solo-cimento compactado. In: Congresso de Arquitetura e Construção com Terra no Brasil. 2012. Fortaleza. Anais... Fortaleza: UFCE, 2012. 1 CD ROM.
- [4] Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária -Embrapa. Manual de métodos de análise de solo. 2. ed. Rio de Janeiro, 1997. 212 p.
- [5] M. Resende et al. Mineralogia de solos brasileiros: interpretação e aplicações. Lavras: UFLA, 2005. 192 p.
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 14853: madeira: determinação do material solúvel em etanol-tolueno em diclorometano e em acetona. Rio de Janeiro, 2010b. 3 p.
- [7] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7989: pasta celulósica e madeira: determinação de lignina insolúvel em ácido. Rio de Janeiro, 2010a. 6 p.
- [8] Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 13999: papel, cartão, pastas celulósicas e madeira: determinação do resíduo (cinza) após a incineração a 525°C. Rio de Janeiro, 2003. 4 p.
- [9] B. L. Browning The chemistry of wood. New York: Interscience, 1963.
- [10] F. Kennedy; G. O. Phillips; E. P. A. Williams. Wood and cellulose: industrial utilization, biotechnology, structure and properties, Ellis Horwood. Chichester: E. Horwood, 1987. 1130 p.
- [11] N. P. Barbosa; K. Ghavami. Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais. In: ISAIA, G.C. (Org.). Terra crua. São Paulo: Ibracon, 2007. v. 2, p. 1505-1557.
- [12] L. E. H. Ruiz; J. A. M. Luna. Cartilla de pruebas de campo. Conescal: [s. n.], 1983. 72p.
- [13] H. Varum et al. Caracterização dos solos e adobes usados na construção los Camabatela, Angola. Lisboa: Argumentum, 2007. p. 94-96.
- [14] D. F. Ferreira. SISVAR: um sistema de computador de análise estatística. Ciência e Agrotecnologia, Lavras, v. 35, n. 6, p. 1039-1042, 2011.



## Resistência à abrasão de tintas imobiliárias produzidas com pigmentos obtidos por dispersão mecânica de solos

CARDOSO Fernando<sup>1, a</sup>, CARVALHO Anôr<sup>2, b</sup> e FONTES Maurício<sup>3, c</sup>

<sup>1</sup> Av. P.H. Rolfs s/n, Caixa Postal 244, Campus UFV, Viçosa – MG, Brasil

<sup>2</sup> Av. P.H. Rolfs s/n, Dep. de Solos, Sala 144, Campus UFV, Viçosa – MG, Brasil

<sup>3</sup> Av. P.H. Rolfs s/n, Dep. de Solos, Sala 242, Campus UFV, Viçosa – MG, Brasil

<sup>a</sup>fernando.cardoso@ufv.br, <sup>b</sup>afiorini@ufv.br, <sup>c</sup>mpfontes@ufv.br

**Palavras-chave:** resistência à abrasão; tintas imobiliárias; pigmentos de solos.

**Resumo.** O barreado é uma técnica de pintura que aplica argilas em estado natural nas paredes e por isso pode ser considerada a técnica mais barata conhecida no Brasil. No entanto, seu uso se reduz progressivamente, devido à sua baixa durabilidade e ao surgimento de tintas industrializadas. As questões ambientais atuais justificam o aperfeiçoamento dessa técnica. As partículas primárias constituintes dos solos se agregam em partículas secundárias estáveis denominadas agregados. Para produzir tintas com pigmentos extraídos dos solos é necessário desagregar os agregados, dispersar as partículas e adicionar uma resina, que terá a função de garantir a estabilidade da suspensão e a resistência à abrasão dos revestimentos. Entretanto, muitos desses filmes não resistem à abrasão, pois a desagregação não é perfeita. Portanto, esse trabalho discute os efeitos da desagregação mecânica de solos sobre a resistência à abrasão de tintas produzidas à base de pigmentos e adições de resina PVA. Foram realizados ensaios de determinação da resistência à abrasão em tintas produzidas com dois tipos de solos, submetidos à dois métodos de desagregação. Os resultados demonstraram que as tintas produzidas com solos desagregados com baixa intensidade decantaram rapidamente, dificultando o trabalho de pintura e a homogeneidade do filme, apesar de terem resistido ao número de ciclos de abrasão determinado pela norma brasileira [1]. De modo inverso, as tintas produzidas com solos desagregados com alta intensidade mantiveram os pigmentos em suspensões estáveis, homogeneidade do filme e resistência a um número de ciclos de abrasão superior ao recomendado pela norma.

### Introdução

A tinta, na forma de partículas sólidas suspensas em um fluido, existe desde os tempos pré-históricos como pintura decorativa. Os desenhos eram feitos com minerais como a gibsita ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) ou limonita ( $2\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$ ), facilmente removíveis. Posteriormente, o homem descobriu que para obter algo mais permanente era necessário fixar a cor por meio de uma camada de cola, obtida de fontes proteicas como o leite e a clara de ovo. E, nos anos 3000 a 2000 a.C. os egípcios já decoravam suas paredes com têmpera, que é uma pintura constituída por cal e cola. No Egito, onde o clima é bem seco, utilizava-se giz, carvão, argila vermelha, amarela e verde para obtenção de diferentes cores, e, como cola, eram utilizados goma arábica, ovo, gelatina e cera de abelha. Durante muitos séculos as formulações de tintas eram consideradas como arte, cuidadosamente guardadas e transferidas de geração para geração [2]

O barreado, apesar da falta de referencial teórico relativo às suas origens, parece ter sido o mais empregado para a pintura de paredes pela população rural brasileira até meados do século XX, quando foram implantadas as primeiras indústrias de tintas no Brasil. A técnica consiste em aplicar solos nas paredes – barro branco ou tabatinga – diluídos em água com o uso de um pano úmido. Também são utilizados solos com outras colorações, tais como os vermelhos e os amarelos, mas de forma mais restrita. A condição para se aplicar determinado solo é a predominância de argila em sua

composição, pois a elevada superfície específica de suas partículas promove uma maior aderência ao substrato. No entanto, as forças de interação entre as partículas e dessas com as superfícies não são suficientes para garantir a resistência e a durabilidade do barreado às intempéries. Sendo assim, deve-se repetir sua aplicação periodicamente, o que é um dos fatores que determinam o desuso gradual da técnica e sua substituição por tintas industrializadas.

Apesar disso, ainda é possível encontrar comunidades nas quais os moradores fazem uso do barreado. A comunidade de Pau-de-Cedro, localizada no município de Viçosa, Zona da Mata de Minas Gerais, é exemplo disso. Nessa comunidade, parte dos moradores habita casas de pau-a-pique barreadas com solos de coloração vermelha ou amarela (ver Figura 1). No entanto, trata-se de um caso isolado no qual tanto a construção das habitações em pau-a-pique, quanto o uso do barreado, se dá mais por carência de recursos financeiros que pela vontade de preservar as técnicas, o que se pode comprovar pelos relatos dos moradores. Situação parecida pode ser verificada no município de Araponga, também na Zona da Mata de Minas Gerais, onde os moradores barrearam suas casas, mas predominantemente com o barro branco (ver Figura 2).



Figura 1 e 2. Casa barreada, Pau-de-Cedro, Viçosa – MG e barreamento de forno em Araponga – MG.

Diante disso, pesquisadores do Departamento de Solos da Universidade Federal de Viçosa (UFV), por meio do projeto Cores da Terra, desenvolvem novos procedimentos para aperfeiçoar o processo de produção do barreado, como forma de conferir à técnica características de uma tinta propriamente dita. Para tanto, as partículas dos solos são desagregadas mecanicamente para obter suspensões de partículas em água, que vão constituir filmes estáveis sobre as superfícies depois de secos. A estabilidade da suspensão e a aderência das películas às superfícies são garantidas pela adição da resina adesiva poliacetato de vinila (PVA).

Os pesquisadores realizam atividades de resgate de técnicas tradicionais de pintura que utilizam pigmentos de origem mineral e a difusão de conhecimentos por meio de cursos destinados a estudantes, comunidades e profissionais da área da construção civil. Desde 2005, quando foi criado o projeto, foram realizados aproximadamente 100 cursos em 14 estados brasileiros.

No entanto, das experiências realizadas surgiram diversas dúvidas relativas à interação do PVA com os solos e a água – o que constitui a formulação básica das tintas produzidas – e das tintas com os diversos tipos de superfícies. Concomitantemente, o conhecimento das interações que ocorrem entre as partículas que constituem os solos (argila, silte e areia) e dos métodos de tratamento dos solos utilizados para a produção das tintas, também se apresentou como um limite a ser transposto para se produzir tintas de qualidade. Assim, o conhecimento das propriedades das argilas e dos métodos de desagregação e dispersão das partículas/pigmentos em contato com a resina PVA aumenta o poder preditivo da qualidade das tintas produzidas com pigmentos extraídos de solos.

Para a produção de tintas, o tamanho e a geometria das partículas são de extrema importância. As formas podem ser esféricas, cúbicas, nodulares, aciculares ou lamelares, dependendo do tipo de pigmento [3]. Além disso, as partículas podem estar agregadas, devido às forças de coesão

existentes entre elas, o que dificulta o acesso do solvente e da resina às partículas individuais. Portanto, a indústria utiliza procedimentos para realizar a desagregação das partículas e a dispersão das mesmas, colocando-as em suspensão. Os principais procedimentos são mecânicos, com o uso de discos dispersores que giram em alta velocidade e promovem a destruição dos agregados por forças de cisalhamento (disco *cowless*); de moinhos de bolas, que promovem a dispersão das partículas pela ação combinada do cisalhamento e impacto de moagem que cascadeia nas paredes internas do moinho; de moinhos verticais e horizontais (moinho de areia), que promovem a dispersão das partículas por meio do bombeamento de um agente abrasivo (areia) e agitação [3].

A qualidade das tintas produzidas com solos depende da obtenção de suspensões completamente dispersas e da manutenção da estabilidade da fase dispersa durante a separação das frações do solo. Vários são os fatores que dificultam a obtenção dessas condições, em especial a qualidade da dispersão dos agregados [4]. Nesse contexto, destaca-se a presença dos agentes cimentantes das partículas do solo, como matéria orgânica, óxidos de Fe e Al, e dos íons flocculantes, como Ca, Mg, Fe e Al [5]. Alguns solos, especialmente os mais argilosos e oxídicos, podem apresentar dificuldade na dispersão, sobretudo devido à presença de microagregados de alta estabilidade, formados na presença de agentes cimentantes como matéria orgânica e óxidos de Fe e Al [4].

A desagregação e dispersão completa do solo para análise textural são conseguidas com a integração de métodos físico-químicos. Os métodos de agitação rápida ou lenta e o ultrassom são formas eficientes em promover a desagregação física do solo [6].

A dispersão dos pigmentos se dá após a sua individualização por meio da desagregação mecânica e tem por finalidade mantê-los em suspensão estável, em meio líquido. A dispersão das partículas dos solos para a análise textural é realizada de forma química, e baseia-se no incremento da repulsão entre partículas. De acordo com [7], tal situação se dá pelo aumento da dupla camada difusa mediante a saturação do complexo de troca catiônica com  $\text{Na}^+$ . O cátion trocável  $\text{Na}^+$  tende a dispersar as partículas de argila no meio aquoso por formar um potencial zeta adequado à repulsão, o que provoca um aumento da superfície das partículas, acessível à água [8]. Para o caso das tintas, aumentando-se o acesso à água à superfície das partículas, também é aumentado o acesso das resinas adesivas e assim garante-se uma maior resistência à abrasão.

A desagregação e dispersão dos pigmentos dos solos tem relação direta com a viscosidade final das tintas. A medida da viscosidade estima a resistência de um fluido ao escoamento. Tintas com maior viscosidade mantêm os pigmentos sólidos em suspensão e aderem tanto aos instrumentos de pintura quanto sobre as superfícies com maior eficiência. Tintas com baixa viscosidade apresentam escorrimento excessivo, um defeito grave para o processo de aplicação. Os pintores sugerem que o tipo de solo empregado é o principal fator determinante do comportamento das tintas [9].

Portanto, o objetivo desse trabalho é discutir os efeitos da desagregação mecânica de solos com diferentes formas de agregação sobre a resistência à abrasão das tintas imobiliárias produzidas à base de pigmentos minerais e resina PVA.

## **Materiais e métodos**

Os procedimentos obedeceram a três etapas distintas, a saber:

Etapa 1: Coleta e preparo de amostras de solos para análises químicas, físicas e mineralógicas;

Etapa 2: Preparo de amostras de tintas utilizando duas intensidades de desagregação e adição de resina PVA;

Etapa 3: Preparo dos corpos de prova e realização dos ensaios de determinação da resistência à abrasão.

**Etapa 1.** Foram coletadas amostras de 2 solos típicos da Zona da Mata de Minas Gerais de colorações amarela e vermelha. As amostras foram secas ao ar e peneiradas em peneira com malha de 2 mm. Em seguida, foram realizadas análises mineralógicas por difratometria de raios X [10], análises químicas de determinação de CTC, cátions trocáveis, carbono orgânico e análise textural [11].



**Etapa 2.** Cada solo coletado foi desagregado com 2 métodos, cuja principal diferença é a intensidade de atrito: Alta intensidade (A) e baixa intensidade (B).

O método A foi executado da seguinte forma: 1,5 kg de cada amostra de solo foram diluídos em 1,5 L de água. Em seguida o desagregador foi introduzido no balde. O desagregador consiste numa furadeira com motor de 700 W na qual é adaptado um misturador com tela de aço com malha de 5 mm; um tubo de PVC de 150 mm de diâmetro, com tela de aço de malha de 0,5 mm presa internamente, que atua como peneira e como agente abrasivo; e 20 esferas de vidro com diâmetro de 15 mm, intercaladas entre o batedor e a tela de aço (ver Figura 3). Com o desagregador submerso, a furadeira foi ligada e o solo foi adicionado gradualmente. A desagregação somente foi dada por concluída quando a peneira interna do desagregador continha apenas areia grossa, que foi descartada em seguida.



Figura 3. Detalhes do método A de desagregação de solos; (esq. para dir.) Tubo de PVC de 150 mm de diâmetro com tela de malha 0,5 mm e esferas de vidro; recipiente com solo; solo desagregado e misturador adaptado com tela de malha de 0,5 mm.

O método B foi executado da seguinte forma: 1,5 kg de cada amostra de solo foram diluídos em 1,5 L de água. Em seguida realizou-se a desagregação com o uso de furadeira com motor de 700 W e haste misturadora de tintas, durante 5 minutos.

Produção das amostras de tinta com solos desagregados de acordo com o método A: Foram separadas 6 amostras de 300 g de cada solo desagregado (solo + água), adicionados mais 100 ml de água a cada amostra e realizada a homogeneização manual com haste de madeira durante 5 minutos; Em seguida, cada amostra foi despejada no copo de misturador, adicionadas doses de PVA da marca *Cascorez Extra* a cada amostra (0g, 25g, 30g, 37,5 g, 50g e 75 g) e realizada a mistura a 9000 rpm durante 5 minutos.

Produção das amostras de tinta com solos desagregados de acordo com o método B: Foram separadas 6 amostras de 300 g de cada solo desagregado (solo + água), adicionados mais 100 ml de água a cada amostra e realizada a homogeneização manual com haste de madeira durante 5 minutos. Em seguida foram adicionadas doses de PVA da marca *Cascorez Extra* a cada amostra (0g, 25g, 30g, 37,5 g, 50g e 75 g) e realizada a mistura manual com haste de madeira durante 5 minutos.

**Etapa 3.** A resistência à abrasão foi determinada de acordo com o método definido pela norma [1].

A preparação dos corpos de prova para o teste de resistência à abrasão se deu imediatamente após a preparação das tintas. Para a realização do ensaio, foram coletadas as porções superiores das amostras de tinta produzidas, livres da fração areia, que decanta-se rapidamente. As amostras de tintas produzidas foram aplicadas em cartelas de PVC *Leneta* de dimensões de 432 mm por 165 mm, utilizando-se um extensor de barra com abertura de 175µm e largura de 150 mm. As cartelas foram submetidas à secagem por 7 dias em ambiente com troca de ar à temperatura de  $25 \pm 2$  °C e

umidade relativa de  $60 \pm 5$  %. A máquina de lavabilidade possui escova de cerdas naturais que é atritada com a película de tinta aplicada sobre a cartela de PVC. A cada minuto, 30 gotas de uma solução de 1% de nonilfenol etoxilado com 10 moles de óxido de eteno (EO) em água destilada são adicionadas à película que está sendo ensaiada. O resultado foi expresso em número de ciclos necessários para remover 80% do comprimento da película de tinta (ver Figura 4), sendo necessário resistir a, no mínimo, 100 ciclos para atender à norma.

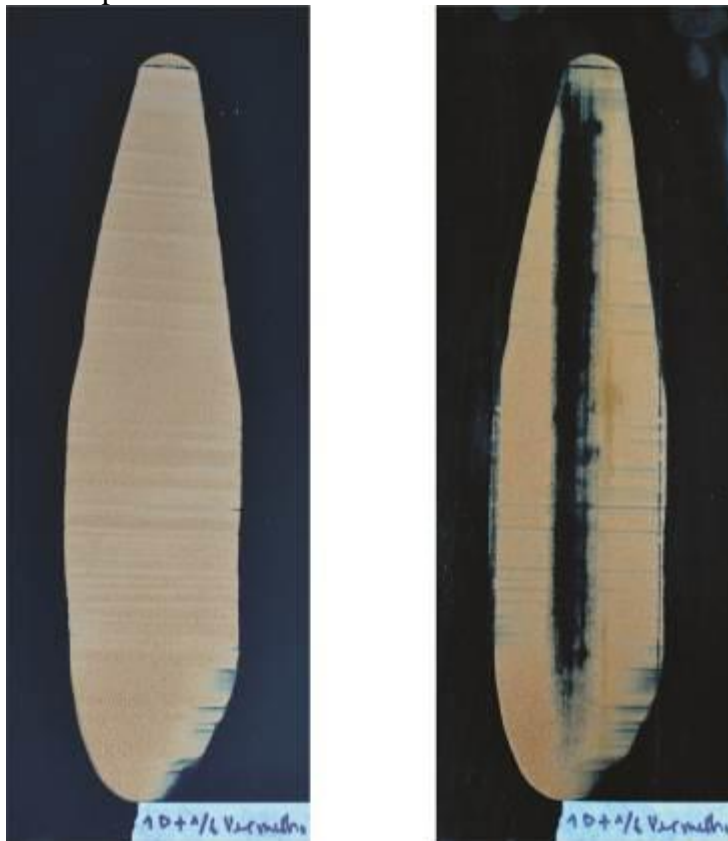


Figura 4. Corpos de prova, antes (à esq.) e após (à dir.) a realização do ensaio de determinação de resistência à abrasão de acordo com a norma [1].

## Resultados e discussão

Os resultados analíticos das duas amostras de solos coletadas, que representam os solos mais comumente usados para a produção de tintas na Zona da Mata de Minas Gerais, encontram-se na Tabela 1, a seguir.

Os resultados das análises mineralógicas por difratometria de raios X indicaram a presença de caulinita e goethita no solo 1, e de caulinita e hematita no solo 2 (ver Figuras 5 e 6).

Os resultados dos ensaios de determinação de resistência à abrasão das amostras de tinta, definidos pela norma ABNT: NBR 15078:2006, encontram-se na Tabela 2.

As análises químicas e mineralógicas indicam que ambos os solos são bastante intemperizados. São solos ácidos e com baixa saturação de bases (índice V, Quadro 1). Entretanto, o solo 1 possui teores maiores de cátions flocculantes,  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$  e  $\text{Al}^{3+}$ , que podem contribuir para a flocculação das argilas desagregadas. A fração coloidal desses solos apresenta a possibilidade de flocculação, uma vez que a caulinita é acompanhada de óxidos de ferro em pH baixo. Isso promove o surgimento de cargas positivas em proporção equivalente às cargas negativas nas superfícies dessas argilas, condicionando a atração eletrostática e conseqüente flocculação. Esse fenômeno é indesejável para a produção de tintas, uma vez que os pigmentos e cargas flocculados decantam e dificultam tanto a pescagem pelos instrumentos de aplicação quanto o espalhamento homogêneo das tintas nas superfícies das paredes. Entretanto, o resultado final da estabilidade das suspensões não depende

exclusivamente da composição das argilas. A textura e a inclusão do adesivo PVA também altera a manifestação do fenômeno da floculação.

Tabela 1: Propriedades químicas e físicas das amostras de solos coletadas.

<b>RESULTADOS ANALÍTICOS</b>			
<b>Análises químicas</b>	<b>Unidade</b>	<b>Solo 1</b>	<b>Solo 2</b>
<b>ph</b>	H <sub>2</sub> O	5,09	5,10
<b>P</b>	mg/dm <sup>3</sup>	3,4	1,0
<b>K</b>	mg/dm <sup>3</sup>	54	8
<b>Ca<sup>2+</sup></b>	cmol/dm <sup>3</sup>	0,25	0,05
<b>Mg<sup>2+</sup></b>	cmol/dm <sup>3</sup>	0,21	0,06
<b>Al<sup>3+</sup></b>	cmol/dm <sup>3</sup>	0,10	0,00
<b>H + Al</b>	cmol/dm <sup>3</sup>	2,1	1,1
<b>SB</b>	cmol/dm <sup>3</sup>	0,6	0,13
<b>(t)</b>	cmol/dm <sup>3</sup>	0,7	0,13
<b>(T)</b>	cmol/dm <sup>3</sup>	2,7	1,23
<b>V</b>	%	22,2	10,6
<b>m</b>	%	14,3	0,00
<b>MO</b>	dag/kg	0,38	0,38
<b>P-rem</b>	mg/L	24,4	18,7
<b>Análises físicas</b>			
<b>Areia grossa</b>	dag/kg	15	4
<b>Areia fina</b>	dag/kg	20	14
<b>Silte</b>	dag/kg	37	52
<b>Argila</b>	dag/kg	28	30
<b>Classe textural</b>		Franco-argilosa	Franco-argilo-siltosa

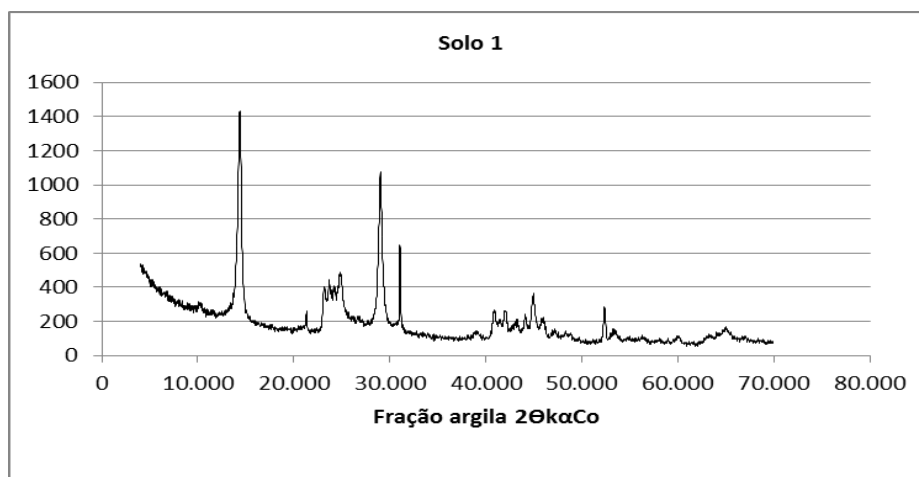


Figura 5. Gráfico da análise por difratometria de raios x do solo 1.

Apesar da fração areia não estar presente na tinta que é aplicada nos corpos de prova, e, portanto, não influenciar a resistência à abrasão diretamente, pode contribuir indiretamente por aumentar o atrito na fase de desagregação. Ao verificar a textura de cada solo, percebe-se que o Solo 1 apresenta uma quantidade de areia (grossa + fina) de aproximadamente o dobro da quantidade apresentada pelo solo 2. A presença da areia na fase de desagregação aumenta o atrito entre as partículas e promove a remoção a partir dos agregados. A adição de areia é recomendada para aumentar a eficiência de extração das frações mais finas do solo em análise textural [12]. No entanto, na fase da produção das tintas a fração areia é eliminada por decantação. Portanto, o teor de argila liberada para ser suspensa na tinta deve ser maior no solo 1 do que no solo 2.

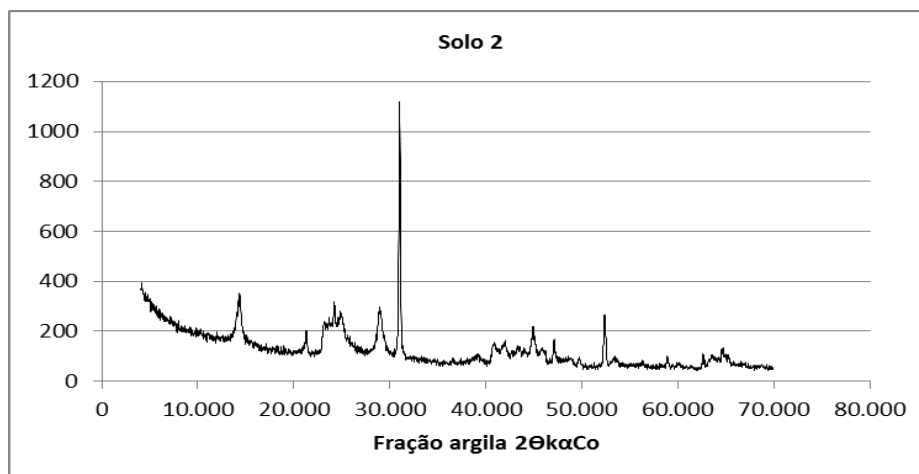


Figura 6. Gráfico da análise por difratometria de raios x do solo 2.

Tabela 2: Resultados dos ensaios de determinação de resistência à abrasão. ABNT: NBR 15078:2006.

DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA A ABRASÃO (em número de ciclos)							
Quantidade de PVA		0g	25g	30g	37,5g	50g	75g
Solo 1	A*	1/2	20	35	45	175	600
	B**	1	25	25	40	100	300
Solo 2	A	1/2	30	70	125	250	1000
	B	1	150	400	1000	1000	1000

\*Método de desagregação com alta intensidade; \*\*Método de desagregação com baixa intensidade.

Em todos os casos em que não foi adicionado PVA, a resistência não passou de um ciclo, o que indica que o PVA atua como um fator determinante da resistência. À medida que a proporção de PVA aumentou a resistência à abrasão aumentou.

No entanto, quando se compara os resultados com base nos tipos de tratamentos realizados (simples destorroamento e desagregação mecânica), verifica-se que o método de desagregação A (alta intensidade) gerou efeitos inversos nos dois solos: aumentou a resistência à abrasão do solo 1 e reduziu a resistência do solo 2. Para o solo 1, a desagregação de alta intensidade indica que as quantidades de PVA a serem adicionadas podem ser menores e ainda assim garantirem resistência à abrasão. Para o solo 2 a desagregação de alta intensidade indicou a necessidade de maiores teores de PVA para garantir a mesma resistência à abrasão. Considerando que o custo total de produção da tinta em processo de auto-produção depende principalmente da compra do PVA, os processos de desagregação que demandem menor consumo de PVA serão decisivos para a eficácia da produção da tinta.

Sabendo-se que o teor de argila dos dois solos é praticamente o mesmo, a grande diferença textural entre eles recai na fração silte. Os relatos sobre o uso de solos siltosos tanto para produzir tintas quanto para argamassas de revestimento em barreados registram a boa qualidade dos produtos. Dessa forma, se considerarmos que a presença de altos teores de silte favorece a estabilidade das suspensões de solo e dos filmes de tinta ou películas de argamassa depois de secos, esperaríamos que o solo mais siltoso produziria maior resistência à abrasão. Os resultados de resistência à abrasão para o método B, ou seja, com baixa intensidade de desagregação, apontam nessa direção. O solo 2, que possui maior teor de silte apresentou maior resistência do que o solo 1. Entretanto, para a desagregação de alta intensidade esse fenômeno não é observado. A alta intensidade de desagregação pode promover a destruição de agregados de argila com tamanho de silte e liberar as partículas de argila na suspensão. Após a liberação pode ocorrer a reagregação das partículas de argila em agregados menos estáveis. Durante esse processo a solução com PVA pode cobrir as partículas de argila e formar filmes adesivos entre elas. Esses agregados produzidos com aproximação entre partículas de argila e filmes de adesivo seriam mais eficientes do que se o

adesivo reunisse apenas partículas de tamanho silte. Essa explicação é plausível para os resultados do solo 1, cuja resistência à abrasão foi maior para o método de desagregação A. No entanto, essa explicação não se adequa aos resultados do solo 2, no qual a resistência à abrasão reduz entre os dois métodos.

O solo 2 tem alto teor de silte, entretanto, por ser altamente intemperizado e constituído de óxidos de ferro (hematita) que favorecem sobremaneira a flocculação, parte do silte desses solos pode ser uma fração funcional. Ou seja, parte das argilas estaria organizada em agregados com tamanho de silte. A desagregação de alta intensidade atua sobre os agregados, liberando as partículas de argila na suspensão. Se o processo de flocculação que sucede à desagregação intensa for interrompido pela adição de PVA, teríamos uma redução relativa de partículas de silte (nesse caso de silte funcional) na suspensão. Nesses casos, em que a composição mineralógica e o estado de agregação são intensos, produzindo altos teores de silte funcional, a desagregação mais intensa seria menos eficiente para produzir tintas. Estudos futuros podem testar esta hipótese utilizando diferentes teores de partículas flocculadas e desagregadas para o mesmo solo.

Durante seis anos de atuação do projeto Cores da Terra não houve registro de problemas nas etapas de preparação, aplicação e durabilidade de tintas produzidas com solos predominantemente siltosos [9]. Essa mesma constatação foi relatada para observação empírica de revestimentos utilizando solos siltosos para cobrir construções no meio rural. Esse relato se alinha com a descrição do uso de areias finas com composição granulométrica de diferentes tamanhos e silte para o revestimento de paredes de alvenaria sem o uso de agregantes tais como cimento ou cal hidratada. Em contraste, as atividades realizadas pelo projeto Cores da Terra registram com frequência a dificuldade de obtenção de suspensões homogêneas com solos com maiores proporções de argila e, principalmente, problemas para espalhamento das tintas e aderência dos filmes em processos de repintura. A interação positiva e significativa entre os teores de silte e a viscosidade permitem supor que filmes de partículas siltosas adquirem consistência suficiente para a estabilidade da suspensão, o que facilita a aplicação [9]. Além disso, as evidências de maior durabilidade dos filmes aplicados nas paredes reforça a proposição de que a baixa superfície específica das partículas de silte, quando comparadas com a das argilas, favorece a conservação dos filmes por apresentarem menor expansão e contração do que estas. Esse fenômeno de maior estabilidade dos filmes pode ser comparado à constatação de que solos siltosos são susceptíveis à produção de selamentos superficiais que impedem a penetração de água e favorecem a erosão de solos agrícolas e de taludes expostos em estradas e construções civis. Esse comportamento físico indesejável nas atividades que expõem os solos seria positivo na produção de filmes de tintas. Nesse contexto, o estudo da estabilidade de suspensões siltosas pode contribuir para a produção de tintas à base de solos.

## **Conclusões**

A análise dos resultados obtidos indica que quantidade de adesivo necessária para alcançar a resistência à abrasão mínima exigida para qualificar as tintas imobiliárias à base de solos depende da mineralogia e da textura do solo utilizado. E que, além disso, a alta intensidade de desagregação mecânica para produzir tintas imobiliárias à base de solos aumenta ou reduz a resistência à abrasão em função da mineralogia e da textura dos solos usados.

Os resultados apontam para a necessidade de se avaliar o comportamento das frações silte e argila de forma independente para compreender com maior profundidade suas influências na resistência à abrasão.

## **Agradecimentos**

À Financiadora de Estudos e Projetos (FINEP) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo financiamento do projeto e das bolsas de Iniciação e Desenvolvimento Tecnológico.

## Referência bibliográficas

- [1] ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15078: Tintas para Construção Civil. Método para avaliação do desempenho de tintas para edificações não industriais: Determinação de resistência à abrasão úmida sem pasta abrasiva. ABNT, Rio de Janeiro (2004).
- [2] K. L. Uemoto. Pintura a base de cal. Instituto de Pesquisas Tecnológicas: Associação dos Produtores de Cal, São Paulo (1993).
- [3] J.M.R. Fazenda. Tintas e vernizes: Ciência e tecnologia. Edgard Blücher, São Paulo (2005).
- [4] M.M. Ferreira, B. Fernandes, N. Curi. Mineralogia da fração argila e estrutura de Latossolos da região Sudeste do Brasil. Revista Brasileira de Ciência do Solo, nº23. 507-514 (1999).
- [5] F. Grohmann, B. Raij. Dispersão mecânica e pré-tratamento para análise granulométrica de Latossolos argilosos. Revista Brasileira de Ciência do Solo, nº1. 52-53 (1977).
- [6] G.W. Gee, J.W. Bauder. Particle size analyses. In: KLUTE, A., ed. Methods of soil analysis. Physical and mineralogical methods. Madison, American Society of Agronomy, Part 1. 383-411 (1986).
- [7] RUIZ, H. Incremento da exatidão da análise granulométrica do solo por meio da coleta da suspensão (silte + argila). R. Bras. Ci. Solo, nº 29. 297-300, (2005).
- [8] P. S. Santos. Tecnologia de argilas. Vol. 1: Fundamentos. Edgard Blucher, São Paulo (1975).
- [9] M.P. Fontes, A.F. Carvalho, F.P. Cardoso. Qualidade de tintas imobiliárias produzidas à base de solos relacionada às propriedades mineralógicas, químicas e físicas. Relatório de pesquisa. Viçosa: DPS-UFV (2013).
- [10] L.D. Whittig; W.R. Alardice. X-ray Diffraction Techniques. In: Klute, A. Methods of Soil Analysis, Part 1: Physical and Mineralogical Methods. Agronomy Monograph nº9 (1986).
- [11] EMBRAPA, CNPS. Manual de Métodos de Análises de Solos. Rio de Janeiro: EMBRAPA Solos (1997).
- [12] J.E. Corá, C. Fernandes; J.M.G. Beraldo, A. V. Marcelo. Adição de areia para dispersão de solos na análise granulométrica. Revista Brasileira de Ciência do Solo, nº33. 255-262 (2009).



## **Avaliação e diagnóstico para a recuperação da igreja e convento Nossa Senhora da Conceição – Itanhaém – Brasil**

BARRETO, Douglas<sup>1,a</sup>, PARSEKIAN, Guilherme<sup>2,b</sup> e CARRILHO, Marcos<sup>3,c</sup>

<sup>1</sup> Universidade Federal de São Carlos, Rod. Washington Luiz, km 235 – São Carlos – SP – Brasil

<sup>2</sup> Universidade Federal de São Carlos, Rod. Washington Luiz, km 235 – São Carlos – SP – Brasil

<sup>3</sup> Universidade Presbiteriana Mackenzie, Rua da Consolação, 930 - São Paulo – SP – Brasil

<sup>a</sup>dbarreto@ufscar.br, <sup>b</sup>parsekian@ufscar.br, <sup>c</sup>marcos.carrilho@gmail.com

**Palavras-chave:** patologia, recuperação, argamassa histórica

**Resumo.** O patrimônio estudado foi construído pelos portugueses em 1532 e está localizado no alto do morro do Itaguaçu na cidade de Itanhaém (São Paulo – Brasil). O objetivo do trabalho foi a avaliação, análise e o diagnóstico das patologias que estão deteriorando os edifícios, de modo a estabelecer as diretrizes de recuperação mantendo as estruturas e aparências originais, preservando as características históricas do sítio. A metodologia empregada considerou o levantamento métrico-arquitetônico e visitas técnicas que permitiram identificar os processos de deterioração dos maciços de alvenaria, bem como os focos de umidade e infiltração no conjunto de edifícios. Em termos de patologias que afetam o conjunto arquitetônico identificou-se que paredes de alvenaria se encontram em grau avançado de deterioração, sendo que em alguns pontos há o destaque de rochas e assoreamento do rejunte da argamassa de assentamento devido à ação de água da chuva. Observa-se ainda a presença de trincas expressivas em elementos rochosos trabalhados (vergas e contravergas). Além disso, há excessiva umidade nos maciços, pisos, e demais elementos que propiciam o crescimento de fungos, gramíneas e vegetações nos interstícios dos maciços. Foram também realizados ensaios de caracterização das argamassas históricas. Como resultado o trabalho apresenta detalhadamente as anomalias e descreve as soluções para a recuperação do sítio histórico, que mantiveram a aparência e forma dos edifícios, porém incluindo elementos corretivos que garantam a estabilidade e afastamento de águas pluviais dos maciços.

### **Introdução**

Este artigo apresenta os resultados obtidos para o estabelecimento das diretrizes de recuperação da Igreja e Convento Nossa Senhora da Conceição, localizado no Morro do Itaguaçu, no centro histórico da cidade de Itanhaém – São Paulo - Brasil, e que foram construídos pelos portugueses no século XVI. A Igreja e o Convento simbolizam um período da história do Brasil e é um dos mais significativos conjuntos arquitetônicos da cidade e do país, possuindo objetos de arte sacra, como santos do pau-ôco, azulejos portugueses entre outros.

O estado atual de deterioração motivou a realização do trabalho de avaliação e diagnóstico, que foi encomendado pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional – IPHAN, vinculado ao Ministério da Cultura do Brasil. O patrimônio estudado constitui-se de uma das primeiras Igrejas instaladas no Brasil colonial, e para avaliar as condições do estado das edificações foram feitas visitas técnicas onde se pode constatar e registrar “in loco” a situação do sítio histórico.

As constatações verificadas nas visitas orientaram as atividades realizadas e os resultados permitiram a definição do conjunto de diretrizes técnicas para subsidiar a recuperação do conjunto arquitetônico que compõem a Igreja, o Convento e o entorno.



## Pesquisa histórica do sítio estudado

Segundo o Departamento de Turismo de Itanhaém [1], em 1532, foi construída uma pequena ermida de "barro" para receber a imagem de Nossa Senhora, que permaneceu até 1639. De 1729 até 1744, passou a funcionar como uma casa de noviciado. Em 1833 um incêndio destruiu grande parte, ficando abandonado até 1863, época em que o edifício voltou para as mãos da Irmandade Nossa Senhora da Conceição. Em 1921, foi feita uma restauração parcial, renovando o madeiramento do telhado e o assoalho. Em 1948, grande parte do telhado e do forro ruiu devido a um raio, destruindo completamente a torre. A partir de 1952, o monumento histórico foi objeto de restauração optando-se por conservar parte dos edifícios conventuais arruinados (denominados de Ruínas). Em termos de registro histórico, a Figura 1 apresenta algumas telas que retratam o conjunto de edifícios do Convento Nossa Senhora da Conceição de Itanhaém, no final do século XIX e início do século XX. As imagens são do artista Benedito Calixto de Jesus [2].



Figura 1 – Tela “Convento Itanhaém” (imagem à esquerda). Sem data. Tela “Convento Itanhaém”, Pintado em 1908 (imagem à direita).

A pesquisa histórica serviu de base para se recuperar algumas informações importantes acerca da configuração atual do conjunto arquitetônico, subsidiando os estudos relativos às diretrizes de recuperação e manutenção dos edifícios e entorno.

## Levantamento e diagnóstico das patologias

O sítio estudado está implantado no alto do Morro do Itaguaçu, onde se localizam a Igreja, o Convento e as Ruínas. Para se alcançar as edificações existem duas rampas, sendo que no início delas se encontra o Cruzeiro.

As áreas estudadas se concentraram no patamar mais alto abrangendo o Adro, a Igreja, o Convento. As demais áreas, apesar de estudadas não estão apresentadas neste artigo, pois se tratam de partes de acesso ao sítio, bem como de ruínas que ainda não tiveram uma definição acerca de suas finalidades, como por exemplo, manutenção da aparência de ruínas ou recuperação para uso e ocupação. A seguir estão apresentados os resultados dos levantamentos e diagnósticos.

**Adro.** O Adro consiste em um platô gramado de forma retangular ladeado por muretas e pelas edificações do sítio em estudo. As Figuras 2 e 3, a seguir, apresentam as imagens do Adro, com as muretas e edifícios que o circundam.

No Adro observa-se que o piso gramado se apresenta praticamente plano no mesmo nível da soleira de entrada da Igreja, sendo que a água de chuva que não infiltra no solo saturado vai para as bordas em direção da rampa, mureta e soleira da Igreja. O acúmulo de água aprisionada no platô infiltrou-se na base provocando o carreamento da argamassa de assentamento da mureta acarretando o destacamento das rochas que resultou numa abertura para escoamento da água. Essas aberturas, se por um lado permitem que a água superficial escoe, por outro podem destacar mais rochas provocando uma situação de instabilidade e conseqüente colapso do maciço.



Figura 2 – Vista geral do Adro (esquerda). Vista do Convento, Igreja e Ruínas (direita).



Figura 3 – Mureta lateral à esquerda do Adro, com aberturas na base.

**Igreja.** A Igreja e o Convento são geminados, para efeito de registro fotográfico foi considerado como Lado Externo da Igreja e Fachada frontal, lateral esquerda e fundo. As Figuras 4 e 5, a seguir, apresentam as imagens obtidas.



Figura 4 – Fachada e paredes laterais da Igreja com sinais de deterioração no revestimento.



Figura 5 – Vista da parede dos fundos (esquerda) e detalhe da janela (direita) da Igreja e Convento.

Nas imagens pode-se observar a presença de umidade nas paredes, a umidade ascendente junto ao pé das paredes (falta de calçamento), deterioração da pintura, crescimento de vegetação em partes da Igreja e do Convento. Existe um contraforte junto à parede lateral da Igreja que apresenta sinais de instabilidade, podendo ocorrer desmoronamento de parte do maciço. Os emboços dos beirais apresentam trincas e sinais de despregamento. Além disso, observou-se a proliferação de fungos, bem como a percolação de umidade para o interior da Igreja.

No lado interno da Igreja as principais manifestações concentram-se na infiltração de água, quer devido à percolação nas paredes por ação da umidade do lado externo para o interno, quer pelo telhado, por causa de vazamento da água vinda do telhado. A Figura 6 apresenta as imagens coletadas no interior da Igreja.



Figura 6 – Marcas generalizadas de umidade no forro (esquerda) e de umidade no piso e paredes (direita) da Igreja

No que se refere ao lado interno da Igreja as imagens registram que a maior incidência de problemas deve-se ao fato de que em algumas partes há infiltração de água das chuvas pelo telhado, que por sua vez escorre pelas paredes, provocando o lixiviamento da pintura e consequente deterioração da argamassa de revestimento. É notório que há falhas no sistema de cobertura, evidenciado pelos sinais de infiltração de deterioração do forro, e quanto ao piso, nota-se que há sinais de empoçamento de água que escorre pelas paredes, provocando a deterioração e a formação de limbo. O telhado da Igreja e Convento também foi analisado e a Figura 7 mostra as imagens da situação encontrada.



Figura 7 – Detalhe das telhas destacadas na cumeeira, com dois tipos de telhas cerâmicas (vermelha e branca)

O telhado apresenta muitas falhas, que estão acelerando o processo de deterioração do conjunto da Igreja e Convento. Foi observado que há dois tipos de telhas cerâmicas, uma vermelha e outra branca, cuja incompatibilidade dimensional ocasiona encaixes imperfeitos. Além disso, não estão amarradas de forma a garantir que não se desloquem por ação do vento. Outro fator que contribui para a infiltração pelas paredes é a “água furtada” posicionada junto à parede, que está cheia de matéria orgânica, e que provoca o transbordamento da calha em dias de chuva. Também foi observado que há fios de eletricidade sobre o telhado, junto das telhas e passando pelo madeiramento. Os fios se constituem em uma situação de risco.

**Convento.** No lado externo do Convento os maciços de alvenaria se encontram em bom estado, não aparentando sinais críticos de deterioração, conforme se observa na Figura 8. As ruínas estão junto ao jardim do Convento.



Figura 8 – Vista lateral do Convento com as Ruínas (esquerda) e as arcadas no piso inferior.

O lado interno do Convento é o que apresenta mais problemas de deterioração, principalmente no tangente à umidade e infiltração de água. O efeito da infiltração da água da chuva quer pelo andar superior, como comentado, ou pelo lado externo, na junção da parede com o piso vem causando a deterioração do revestimento, pintura e argamassa, além de provocar umidade excessiva no local, onde passam os eletrodutos de eletricidade. A Figura 9 apresenta a situação encontrada.



Figura 9 – Vista geral do tabuado do piso térreo (esquerda) e inferior (direita) do Convento.

Outro foco de umidade tem origem no escoamento de água da chuva por um coletor vertical, situado do lado externo, totalmente desconectado na transição da vertical para horizontal. Na Figura 10, a seguir, pode-se observar a região afetada pela água de chuva que escoo pela parede.



Figura 10 – Tubulação de águas pluviais desconectadas.

No piso superior observou-se outra região bem afetada por infiltração de água de chuva. A Figura 11, a seguir, mostra a situação que vem deteriorando o maciço de alvenaria, provocando a corrosão de tubos metálicos embutidos na parede.



Figura 11 – Vista das manchas de infiltração em parede do Convento

Na Figura 12, a seguir, podem-se observar as condições de acesso ao telhado, porém o que chama a atenção são os fios de eletricidade soltos pelo madeiramento do forro, colocando a região em risco permanente, caso haja alguma anomalia no sistema elétrico.



Figura 12 – Fios de eletricidade repousando sobre o madeiramento do forro.

## Diretrizes de recuperação

**Caracterização da composição da argamassa.** Para efeito de recomposição dos maciços de alvenaria do conjunto arquitetônico do Convento, foi feita coleta de amostras para a caracterização das argamassas de assentamento e revestimento. Para a caracterização foi usado o método de análise instrumental em equipamento de fluorescência de raios X. A Tabela 1, a seguir apresenta as composições obtidas.

Tabela 1 – Quantidade necessária em porcentagem mássica para as argamassas.

Matéria-prima	Argamassa de assentamento		Argamassa de revestimento	
	Amostra A	Amostra B	Amostra A	Amostra B
Cimento	-	-	12,70 [%]	7,18 [%]
Calcáreo	-	-	12,70 [%]	7,18 [%]
Bentonita	76,63 [%]	45,89 [%]	8,86 [%]	44,33 [%]
Areia	5,10 [%]	8,47 [%]	65,74 [%]	41,31 [%]
Pó de concha	18,27 [%]	45,65 [%]	-	-

Fonte: Certificados CCDM [3a] e CCDM [3b].

A dosagem dos componentes das argamassas de assentamentos e revestimentos devem seguir as quantidades percentuais indicadas, de modo a se obter uma homogeneidade e preservação das características e aparências históricas das intervenções realizadas.

**Adro.** A recomendação proposta é o rebaixamento de todo o gramado em 20 centímetros, suficiente para gerar um desnível seguro entre a soleira de entrada da Igreja e Convento e o piso de

grama. Foi proposto também um calçamento em rocha entre o final da rampa de acesso e as entradas da Igreja e Ruínas do Convento. As declividades do novo piso direcionam a água para as muretas onde estão previstas trincheiras drenantes e canaletas de drenagem pré-fabricadas em concreto. As águas de chuva das trincheiras e canaletas escoam por buzinotes de tubos de ferro fundido, que resistem ao ambiente agressivo do litoral. A Figura 13, a seguir, apresenta o esquema adotado de calçamento para a definição das áreas de contribuição para dimensionamento das canaletas e buzinotes.

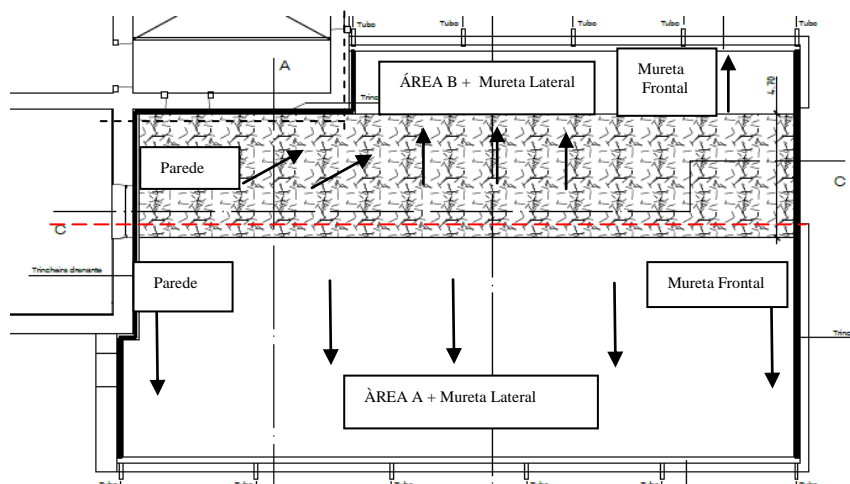


Figura 13 – Desenho esquemático para a drenagem do Adro

**Igreja.** Para a lateral da Igreja, recomenda-se a recomposição das calçadas laterais, sendo que na junção entre a parede e a calçada deve ser feito o revestimento com argamassa e impermeabilizante. Além disso, a execução de canaletas junto às calçadas preenchidas com seixos rolados e posicionadas no alinhamento perpendicular à queda da água de chuva do beiral do telhado. As canaletas com os seixos rolados absorvem o impacto das gotas de água de chuva, diminuindo os respingos em direção às paredes.

Quanto ao contraforte na lateral da Igreja propõe-se a reconstituição do maciço recuperando suas condições de estabilidade, porém mantendo a aparência de ruínas. A recuperação deve ser realizada conforme instruções contidas no Manual de Conservação de Cantarias [4], que recomenda remover todas as substâncias que efetivamente causam o processo de deterioração da pedra ou contribuem para isso, como a infestação de vegetação e dejetos de animais.

**Convento.** Para a eliminação da umidade vinda pela cobertura recomenda-se refazer o telhado com a adoção de um tipo só de telha, com galga compatível com a dimensão e inclinação do telhado. Também devem ser feitos os dispositivos de coleta de água de chuva da cobertura (águas furtadas, rufos e calhas de beiral) de modo a evitar que a água adentre ao edifício.

O forro também deve ser feito, visto que tem muitas partes comprometidas e que não suportam ser removidas e reutilizadas. Na recomposição do forro recomenda-se a colocação de uma submanta impermeável junto à cumeeira, de modo que a água da chuva que por ventura adentrar pelos vãos das telhas sejam direcionadas para as laterais, onde se pode detectar a ocorrência de entrada de água pelas telhas.

Outra parte do sistema de coleta de água da chuva que está em situação precária é o coletor vertical existente junto à ruína na entrada do convento. Recomenda-se que seja substituído por um tubo de ferro fundido (FoFo), pois resiste mais ao ambiente litorâneo.

**Recomendações gerais.** Em termos gerais para as alvenarias, maciços e para a cobertura da Igreja e Convento recomenda-se que sejam adotados os procedimentos do Manual de Conservação de Cantarias [4] e do Manual de Conservação de Telhados [5], conforme apresentado nas Tabelas 2, 3 e 4 a seguir.

Tabela 2 – Recomendações para conservação de revestimento externo de telhas e do sistema da captação e escoamento das águas pluviais

Periodicidade	Verificação	Medidas e Procedimentos
2 meses	• Telhas quebradas, corridas ou mal encaixadas	• Substituir, recompor
	• Canais, calhas, rincões e condutores entupidos.	• Remover detritos, lavar com escova de cerdas naturais
	• Furos, oxidação, emendas soltas nas calhas, rincões e condutores.	• Corrigir os defeitos

Tabela 3 – Recomendações para conservação da estrutura do telhado e do sistema de sustentação do forro

Periodicidade	Verificação	Medidas e Procedimentos
6 meses	• Condições de aeração do desvão.	• Instalar sistema eficiente de ventilação
	• Identificar eventuais lesões, deformações e desagregações	• Corrigir, reforçar, restaurar peças comprometidas
	• Verificar infestação de agentes patológicos.	• Imunização / controle
	• Estado de conservação das instalações hidráulica e elétrica.	• Corrigir eventuais vazamentos ou problemas com a fiação.
	• Condições de higiene e limpeza.	• Remover detritos maiores, varrer e aspirar.

Tabela 4 – Recomendações para conservação da superfície aparente do forro

Periodicidade	Verificação	Medidas e Procedimentos
Rotina diária	• Manchas de umidade/ fungo bolor no forro ou paredes e goteiras visíveis	• inspecionar imediatamente o desvão.
	• Presença de excremento de cupim ou outros insetos xilófagos sobre móveis ou piso	• imunizar madeiramento

Além disso, recomenda-se que haja um procedimento contínuo vistorias e de manutenção, visto são de suma importância para garantir o desempenho das edificações ao longo do tempo. Neste procedimento deve-se verificar minimamente:

- manter todos os elementos construtivos livres de vegetações com aplicação frequente de biocidas;
- manter a limpeza geral do entorno;
- desobstruir as saídas e canais de escoamento de água sempre que for notado qualquer tipo de obstrução;
- fazer vistorias anuais verificando a presença de fissuras nos maciços de alvenaria, bem como de vegetação,
- verificar o crescimento de raízes vegetais na direção das construções, verificar a presença de umidade e patologias associadas a essa causa;
- realizar a consolidação das cantarias, realizando proteção superficial de acordo com agente protetor adequado;
- realizar pinturas frequentes.

## Conclusões

Pode-se concluir que no sítio estudado o problema de umidade vem causando enormes danos nos maciços de alvenaria da Igreja e Convento, tanto por umidade ascendente (do solo para as paredes), como descendente (da cobertura para o interior dos edifícios). Além disso, há várias outras patologias associadas à drenagem ineficiente que foram diagnosticadas.

Foi proposto um conjunto de soluções, em forma de projeto básico para a recuperação das partes afetadas. Estas soluções sempre consideraram a manutenção da aparência e forma dos edifícios, e que garantam a estabilidade e afastamento de águas pluviais dos muros.

Por fim, pode-se comentar que os resultados alcançados indicam uma série de recomendações para as obras de recuperação do sítio histórico que, se executadas, estancarão o processo de deterioração dos edifícios, que se constituem num marco histórico dos mais relevantes patrimônios históricos do Brasil.

### **Agradecimentos**

Os autores agradecem ao Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional – IPHAN pela oportunidade de trabalhar em sítio histórico relevante permitindo trazer informações importantes ao meio técnico envolvido com patologias e sítios históricos. O Autor principal agradece ao Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil – PPGECiv do Departamento de Engenharia Civil da UFSCar pelo apoio para participar do evento.

### **Referências**

- [1] Departamento de Turismo de Itanhaém. Disponível em: <http://www.itanhaem.sp.gov.br/turismo/turismo/convento.html>). [Acesso em 28/03/2012]
- [2] Fundação Pinacoteca Benedito Calixto. Benedito Calixto – 150 anos, CD-ROM. 2003. Santos/SP. Disponível em: <http://www.novomilenio.inf.br/santos/calixt134.htm>. [Acesso em 28/03/2012].
- [3a] Centro de Caracterização e Desenvolvimento de Materiais – CCDMa – Certificado CPC 12 - 000539 – Caracterização química e formulação de argamassa. Junho 2012. 4 pg.
- [3b] Centro de Caracterização e Desenvolvimento de Materiais – CCDMb – Certificado CPC 12 – 000539 – Caracterização química e formulação de argamassa. Junho 2012. 4 pg.
- [4] IPHAN – Instituto Patrimônio Histórico e Artístico Nacional – Manual de Conservação de Cantarias. 2000. 43 pg.
- [5] IPHAN – Instituto Patrimônio Histórico e Artístico Nacional – Manual de Conservação de Telhados. 1999. 50 pg.





## Utilização de derivados de madeira no reforço de paredes de tabique

INÊS Fonseca<sup>1, a</sup>, ARTUR O. Feio<sup>2, b</sup> e JOSÉ S. Machado<sup>3, c</sup>

<sup>1</sup>Universidade de Évora, 7000 Évora, Portugal

<sup>2</sup> Faculdade de Arquitetura e Artes, Universidade Lusíada  
Largo Tinoco de Sousa, 4760-108, Vila Nova de Famalicão, Portugal

<sup>3</sup> Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil, 101  
1700-066 Lisboa, Portugal

<sup>a</sup>inespfonseca@sapo.pt, <sup>b</sup>email, <sup>c</sup>saporiti@lnec.pt

**Palavras-chave:** Tabique, derivados de madeira, corte de diafragma, reforço

**Resumo.** As paredes de tabique constituem uma forma tradicional de construção de paredes, apresentando uma função não estrutural de compartimentação interna dos espaços. A má qualidade da construção ou processos de deterioração da estrutura do edifício podem alterar a sua função passando a contribuir para a estabilidade da construção. Considerando os danos observados neste tipo de paredes, o objetivo do presente estudo foi avaliar a possibilidade de reforço através da aplicação de placas de derivados de madeira (MDF e contraplacado) nas faces da parede. Foram produzidos em laboratório painéis de parede à escala real mas restritos à análise de um volume parcial (0,90 m x 0,44 m x 0,06 m) de parede. Os painéis foram submetidos a ensaio para caracterização do comportamento ao corte no plano da parede. Estes ensaios compreenderam painéis sem reforço, reforço após dano e reforço sem dano prévio da parede. Os ensaios realizados sobre provetes não reforçados mostraram ser pouco significativa a contribuição da argamassa para a resistência da parede. A rigidez e resistência deste tipo de parede são, assim, asseguradas pela ligação pregada entre o fasquiado e as tábuas de madeira. Os resultados permitem concluir que o reforço dos paramentos destas paredes com placas de derivados de madeira permite em média um aumento substancial da sua rigidez (cerca de 20 vezes).

### Introdução

Sistemas construtivos de paredes, com ou sem função resistente, constituídos por um esqueleto em madeira revestido ou preenchido com argamassas e alvenarias encontram-se em diversas zonas de Portugal. Alguns estudos recentes permitem ter uma descrição mais pormenorizada da constituição deste tipo de paredes [1,2]. Os diversos tipos de sistemas construtivos podem ser resumidos consoante o tipo de enchimento e revestimento, Tabela 1, variando as suas denominações consoante a origem geográfica onde se situam.

As paredes com estrutura de madeira e revestimento em argamassa, correntemente designadas por tabique, encontram-se muito pouco estudadas do ponto de vista do seu comportamento mecânico. Alguns autores desconsideram a sua contribuição para o desempenho estrutural da construção dada a sua reduzida rigidez e resistência [3], enquanto que outros [4] defendem que estas constituem uma importante reserva de resistência e apresentam um comportamento elástico, exercendo um papel fundamental no travamento estrutural de edifícios antigos, considerando como tal aqueles construídos antes da utilização do betão armado. A importância desta componente é mais significativa quando da presença de má qualidade de construção ou face a fenómenos de deterioração de componentes estruturais. Embora o comportamento mecânico geral deste tipo de paredes seja referido em bibliografia [4, 5] como apresentando uma notável elasticidade e uma boa

resistência às ações verticais, não existem dados experimentais suficientes de suporte à quantificação deste comportamento.

Tabela 1: Tipos de sistemas construtivos identificados na edificação de paredes exteriores e interiores em Portugal

SISTEMA CONSTRUTIVO	ESQUELETO	ENCHIMENTO	REVESTIMENTO	DENOMINAÇÕES ENCONTRADAS	LOCAL DO EDIFÍCIO
Madeira revestida com materiais vegetais	Madeira	Materiais vegetais	Materiais vegetais / Reboco	Paredes de colmo Barracas Cabanas	Pisos térreos
Madeira com revestimento em tabuado	Madeira	-----	Tabuado Ardósias Chapa		Pisos térreos Pisos elevados
Madeira com revestimento em argamassa	Madeira	Tabuado	Ripado e reboco Caniço e reboco Telha canudo Ardósias	Tabique Taipa de fasquio Frontal à Francesa Taipa de ripa	Pisos elevados
Madeira com enchimento em argamassa	Madeira	Argamassa	Reboco Chapa Ardósias	Terra sobre engradado Tabique não fasquiado Enxaimel Francezas Fachwerk Taipa beiroa Pallabarro	Pisos elevados
Madeira com enchimento em alvenaria	Madeira	Alvenaria de tijolo Alvenaria de pedra	Reboco Chapa Ardósias Telha canudo	Taipa de Rodízio Frontal à galega Frontal Tecido Cruz de Santo André Parede de Gaiola	Pisos térreos Pisos elevados

As paredes de tabique podem estar sujeitas a esforços de corte devido a ações gravíticas (cargas verticais) ou a ações sísmicas (cargas horizontais), sendo que assentamentos diferenciais ao nível das fundações levam ao aparecimento de tensões de corte adicionais em paredes secundárias, com e sem funções estruturais, originando fissuração mais ou menos extensa.

A presente comunicação pretende contribuir para o conhecimento do comportamento mecânico das paredes de tabique através da avaliação da sua resistência ao corte no plano e do contributo que as placas de derivados de madeira podem ter na melhoria desse mesmo comportamento.

A aplicação de placas de derivados de madeira justifica-se pela possibilidade de proceder a intervenções de baixo custo, reparando a ocorrência de fissurações através de um processo menos oneroso em termos de mão-de-obra. Com estas soluções elimina-se a necessidade de utilizar argamassas de reparação, evitando o decorrente aumento do teor de água dos elementos de madeira que constituem a estrutura da parede e, conseqüentemente, o risco de degradação biológica.

A reparação de fissurações que possam ocorrer nos rebocos de acabamento é igualmente importante do ponto vista do comportamento ao fogo deste tipo de paredes. As fissuras permitem uma exposição direta da estrutura de madeira ao foco de incêndio, diminuindo significativamente o seu desempenho. A presença de fissuração pode condicionar uma diminuição do desempenho de reação ao fogo de uma classe A1 para uma classe D. A utilização de placas de derivados pode conferir às paredes uma classe de reação ao fogo B.

Por fim, refira-se que a utilização de placas permite a remodelação do interior dos edifícios através da utilização de folhas de revestimento decorativas ou da cor da própria placa adaptando-se a funções distintas e ao gosto pessoal do utilizador final.

## Parte experimental

**Material.** Os ensaios compreenderam painéis representativos de uma tipologia de parede de tabique. A tipologia estudada consiste de tábuas costaneiras de pinho dispostas verticalmente, dispondo-se ortogonalmente a estas tábuas, nas duas faces, um fasquiado igualmente de pinho. A esta estrutura de madeira é adicionada uma argamassa de enchimento e por fim um reboco, Fig. 1.

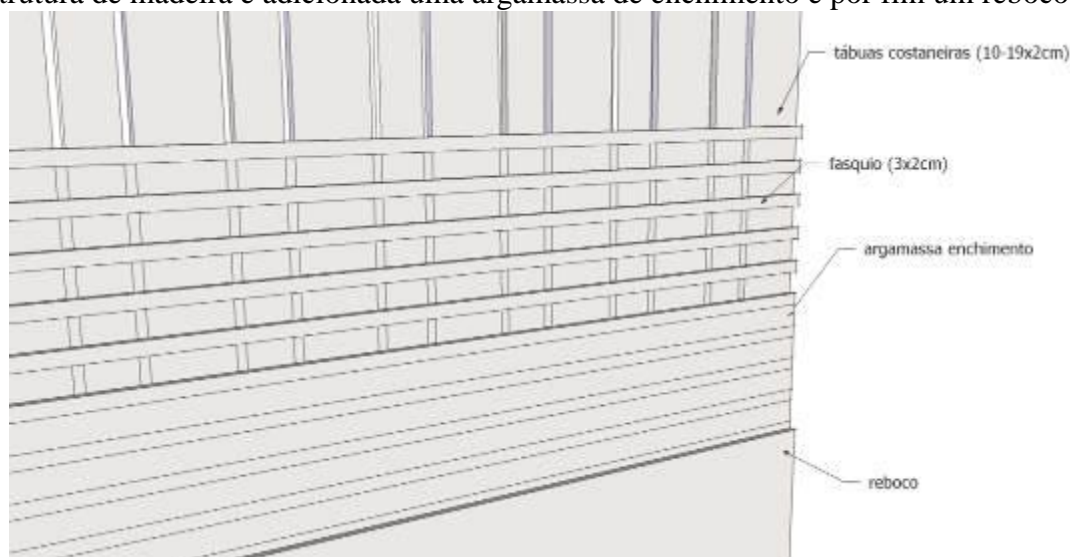


Figura 1. Tipologia de tabique estudada – desenho esquemático

Os painéis para ensaio foram feitos à escala real mas restritos à análise de um volume parcial de parede (0,90 m x 0,44 m x 0,06 m) dado o objetivo do estudo. A estrutura de madeira foi feita com pinho bravo (*Pinus pinaster* Ait.). Os painéis são constituídos por tábuas de secção retangular com 100 mm x 30 mm colocadas na vertical, dispondo-se ortogonalmente um fasquiado de secção trapezoidal com 18 mm na face exterior, 10 mm na face interior e 15 mm de largura. A ligação tábua-fasquia foi efetuada por meio de prego de secção quadrada 1,38 mm e 30 mm de comprimento.

Foram produzidos quarenta painéis sendo vinte com um afastamento entre tábuas costaneiras de 10 mm (tipo E) e outros vinte com um afastamento de 20 mm (tipo L).

Os painéis foram revestidos com uma argamassa de cal e areia numa só camada até cobrir o fasquiado. A argamassa foi aplicada em ambas as faces e apertada com a talocha. Previamente à aplicação do revestimento as estruturas foram molhadas à trincha para evitar a absorção em excesso da água da amassadura pela madeira. Atendendo a que a madeira absorve facilmente água, decidiu-se aplicar, previamente, uma camada de leite de cal com características hidrófugas (CH) em dez painéis (cinco do tipo E e cinco do tipo L) de forma a evitar a absorção de água da amassadura e reduzir a ocorrência de eventual fissuração no reboco durante a secagem. Esperava-se com este procedimento melhorar a aderência entre a argamassa e a madeira.

A argamassa utilizada resultou da mistura de cal em pasta não hidrófuga ao traço 1:4 de areia média lavada e 20 % do volume da cal em aditivo pozzolânico. À mistura foi adicionado um litro de água na amassadura (argamassa nº 1). Para os painéis com a estrutura previamente caiada foi utilizada uma mistura de cal em pasta e areia média lavada ao traço 1:4, mas com 30 % do volume da cal em aditivo pozzolânico e 2,5 litros de pó de mármore. Nesta mistura foi adicionado secante na proporção de 8 % para cada 10 litros de cal (argamassa nº 2). O pó de mármore permite uma argamassa mais compacta e de acabamento mais uniforme, uma vez que este agregado vai preencher os vazios da areia. O secante permitiu um endurecimento mais rápido.

O ensaio dos painéis foi iniciado decorridos 90 dias sobre o término da aplicação das argamassas. Antes do ensaio foram reforçados cinco painéis E e L com placas de aglomerado de fibras de madeira de média densidade de 8 mm de espessura para aplicação estrutural em ambientes húmidos (MDF.HLS) e outro cinco painéis de cada tipo com placas de contraplacado leve de Okoumé de 10 mm de espessura com fins estruturais para ambientes húmidos (PW).

A aplicação das placas foi feita com recurso a parafusos com um diâmetro de 2,6 mm e com 25 mm de comprimento. Na definição do procedimento de aplicação dos parafusos foi seguida a especificação técnica europeia CEN/TS 12872 [6].

**Ensaio de corte no plano do painel.** Os ensaios de corte foram conduzidos de acordo com o preconizado na norma europeia EN 789 [7], sendo o ensaio conduzido até à imposição de uma deformação máxima de 25 mm no ponto de leitura de deslocamento 1A, Fig. 2.

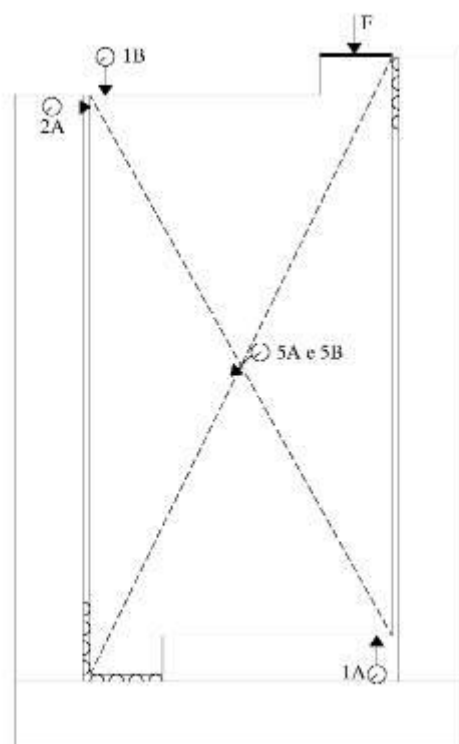


Figura 2. Esquema de ensaio com indicação dos pontos de leitura de deslocamento e ponto de introdução da carga (F)

No ensaio foi definido o esquema de carga indicado na norma portuguesa NP EN 380 [8], embora adaptado, tendo em vista a introdução de um limite de deformação e não de carga com a norma preconiza. O ensaio foi conduzido numa máquina de ensaios Shimadzu de 250 kN de capacidade com uma classe de precisão 0,5. O ensaio foi conduzido por controlo de velocidade de deslocamento tendo sido adotada a velocidade de 2 mm/min. Na medição dos deslocamentos foram utilizados sensores de deslocamento LVDT.

Após os ensaios foi determinado o módulo de distorção em corte de diafragma ( $G_v$ ), Eq. 1, e o módulo de distorção no plano do painel ( $R$ ), Eq. 2.

$$G_v = 0,5 \frac{\Delta_F l_1}{\Delta_d l_t} \quad (1)$$

Onde:  $\Delta_F/\Delta_d$  declive da curva força/deslocamento na zona linear;  $l_1$  comprimento do vão de medição do deslocamento;  $l$  comprimento do painel ao longo da diagonal;  $t$  espessura média do painel.

$$R = \frac{\Delta_F}{\Delta_d} \quad (2)$$

## Análise e discussão dos resultados

Na tabela 2 são apresentados os resultados globais obtidos para as diversas situações testadas para os painéis de tabique sem reforço.

Tabela 2: Resultados globais para os dois tipos de painel considerando ou não a aplicação de leite de cal com características hidrófugas (CH)

	PAINÉIS SEM REFORÇO					
	Tipo-E		Tipo-L		Tipo-E	Tipo-L
	Sem CH	Com CH	Sem CH	Com CH	Resultados globais (com e sem CH)	
Módulo de distorção em corte de diafragma – $G_v$ (N/mm <sup>2</sup> )						
Valor médio	0,47	0,51	0,54	0,59	0,49	0,57
Desvio padrão	0,06	0,16	0,09	0,12	0,12	0,10
Módulo de distorção no plano do painel – $R$ (N/mm <sup>2</sup> )						
Valor médio	61,00	60,43	73,78	76,28	60,72	75,03
Desvio padrão	6,33	18,72	14,89	15,43	13,18	14,35

Os resultados obtidos permitem verificar que os painéis de tabique apresentam uma baixa rigidez. A rigidez do conjunto é determinada unicamente pela ligação pregada tábuas-fasquia, moldando-se a argamassa aos movimentos verticais da estrutura de madeira. Para a deformação imposta (25 mm) observa-se que a argamassa perde aderência ao suporte, não ocorrendo destacamentos devido à geometria do fasquiado que prende a argamassa. Observa-se em algumas ligações pregadas ligeira fissuração da madeira, mas sem relevância estrutural.

Comparando as diversas situações ensaiadas através de um teste *t-student* observa-se que não existem diferenças significativas entre as médias obtidas para as duas soluções testadas (painéis do tipo E e L). Face a este resultado as duas amostras foram combinadas numa única nas análises subsequentes. Após o ensaio os painéis apresentavam uma deformação residual de 3 mm (medida 60 s após a remoção da carga) com um desvio padrão de 0,69 mm.

Após este primeiro ensaio os painéis (20 unidades) foram forçados a retomar a sua ortogonalidade (através da aplicação de força nos montantes). Esta ação revelou-se fácil sem que tivessem sido introduzidos danos aparentes na estrutura de madeira e na argamassa de recobrimento.

Após esta correção da deformação, dez painéis foram reforçados em ambas as faces por meio de placas de MDF e os restantes dez painéis com placas de contraplacado. A Fig. 3 mostra um exemplo típico da curva força-deslocamento obtida antes e após reforço, com placa de MDF e de contraplacado, respectivamente.

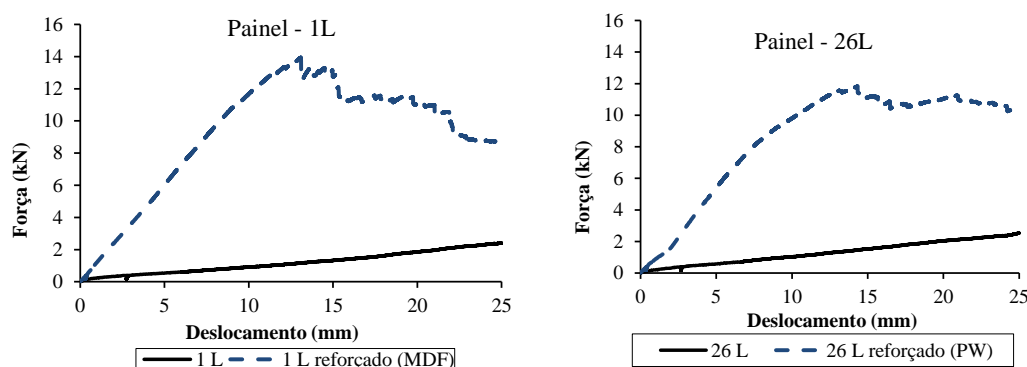


Figura 3. Curvas força-deslocamento respeitante à determinação do módulo de distorção no plano do painel. Gráfico da esquerda relativo ao painel 1L antes e após reforço (já com dano) com placa de MDF; gráfico da direita painel 26L antes e após reforço (já com dano) com placa de PW

Foram conduzidos igualmente ensaios sobre vinte painéis reforçados sem prévia introdução de dano. Metade destes painéis foi reforçada com placas de MDF e os restantes com placas de contraplacado. A tabela 3 permite observar os resultados obtidos.

Tabela 3: Resultados globais para os diversos tipos de painel e solução de reforço estudados

<b>PAINÉIS COM REFORÇO APÓS DANO</b>				
	Tipo-E		Tipo-L	
	<b>MDF</b>	<b>PW</b>	<b>MDF</b>	<b>PW</b>
Módulo de distorção em corte de diafragma – $G_v$ (N/mm <sup>2</sup> )				
Valor médio	153,88	205,10	178,63	169,99
Desvio padrão	60,50	66,18	49,64	32,62
Módulo de distorção no plano do painel – $R$ (N/mm <sup>2</sup> )				
Valor médio	1431,29	1323,97	1435,81	1191,86
Desvio padrão	172,63	135,99	117,98	111,41
<b>PAINÉIS COM REFORÇO SEM DANO</b>				
	Tipo-E		Tipo-L	
	<b>MDF</b>	<b>PW</b>	<b>MDF</b>	<b>PW</b>
Módulo de distorção em corte de diafragma – $G_v$ (N/mm <sup>2</sup> )				
Valor médio	176,65	127,24	200,85	161,76
Desvio padrão	31,15	37,51	44,13	49,97
Módulo de distorção no plano do painel – $R$ (N/mm <sup>2</sup> )				
Valor médio	1419,60	1351,16	1523,84	1340,82
Desvio padrão	156,93	138,95	143,32	182,08

Uma análise *t-student* indica que, considerando a variabilidade associada aos resultados de ensaio, não existem diferenças significativas entre as médias obtidas para os painéis reforçados após dano e os painéis reforçados sem dano, com ligeira exceção do Tipo-E reforçado com PW onde o valor é um pouco inferior no caso os painéis com reforço sem dano, que se justifica pela diferença entre o módulo de distorção ( $G_v$ ) indicativo do PW (300 N/mm<sup>2</sup>) e do painel danificado.

Comparando as médias dos painéis iniciais e os painéis após reforço (englobando o conjunto dos painéis reforçados após e sem dano) constata-se um aumento de cerca de 22 vezes no caso de reforço com MDF e de cerca de 16 vezes no caso de contraplacado (NOTA: isto para o módulo de distorção no plano do painel, pois em corte de diafragma o valor é muito superior). Esta diferença é explicada por um lado pela diferença da massa volúmica associada a cada tipo de placa utilizada (MDF – 770 kg/m<sup>3</sup>, PW – 500 kg/m<sup>3</sup>), com influência na resistência ao esmagamento localizado do painel junto aos parafusos, e pela diferença do módulo de distorção ( $G_v$ ) indicativo mais elevado no caso do MDF (1000 N/mm<sup>2</sup>) do que no caso do PW, valores estes indicados na norma europeia EN 12369, partes 1 e 2 [9, 10].

Os valores indicativos do módulo de distorção ( $G_v$ ) das placas de reforço quando comparados com os valores do módulo de distorção dos painéis reforçados, Tabela 3, indicam que a transmissão de esforços no plano do painel é reduzida, embora significativamente superior aos valores obtidos para os painéis não reforçados. Os esforços introduzidos no ensaio concentram-se nas ligações pregadas situadas junto da periferia do painel (tábuas exteriores). Em consequência, verifica-se uma maior concentração de parafusos partidos nessas zonas, observando-se no decorrer do ensaio que os parafusos situados no interior do painel sofrem rotura após a rotura dos parafusos situados na periferia, Fig. 4.

## Conclusões

Os ensaios realizados permitem concluir que o comportamento mecânico dos painéis de tabique ao corte no plano é determinado pelo comportamento das ligações pregadas fasquiado-tábuas costaneiras, sendo a contribuição da argamassa para este comportamento residual ou mesmo nula.

Os dados experimentais permitem inferir que as paredes de tabique apresentam um fraco comportamento ao corte no plano da parede, apresentando uma elevada deformabilidade correspondente a um módulo médio de distorção no plano do painel de 67,87 N/mm<sup>2</sup>. O reforço por meio de placas de derivados de madeira permite aumentar significativamente esse comportamento, apresentando em média os painéis reforçados um módulo médio de distorção no plano do painel de 1377,29 N/mm<sup>2</sup>, correspondendo a um aumento de cerca de 20 vezes relativamente aos painéis de

tabique não reforçados. Os ensaios indicam igualmente não existir uma diferença significativa entre os resultados obtidos para os painéis de tabique reforçados após dano e os reforçados sem dano prévio.

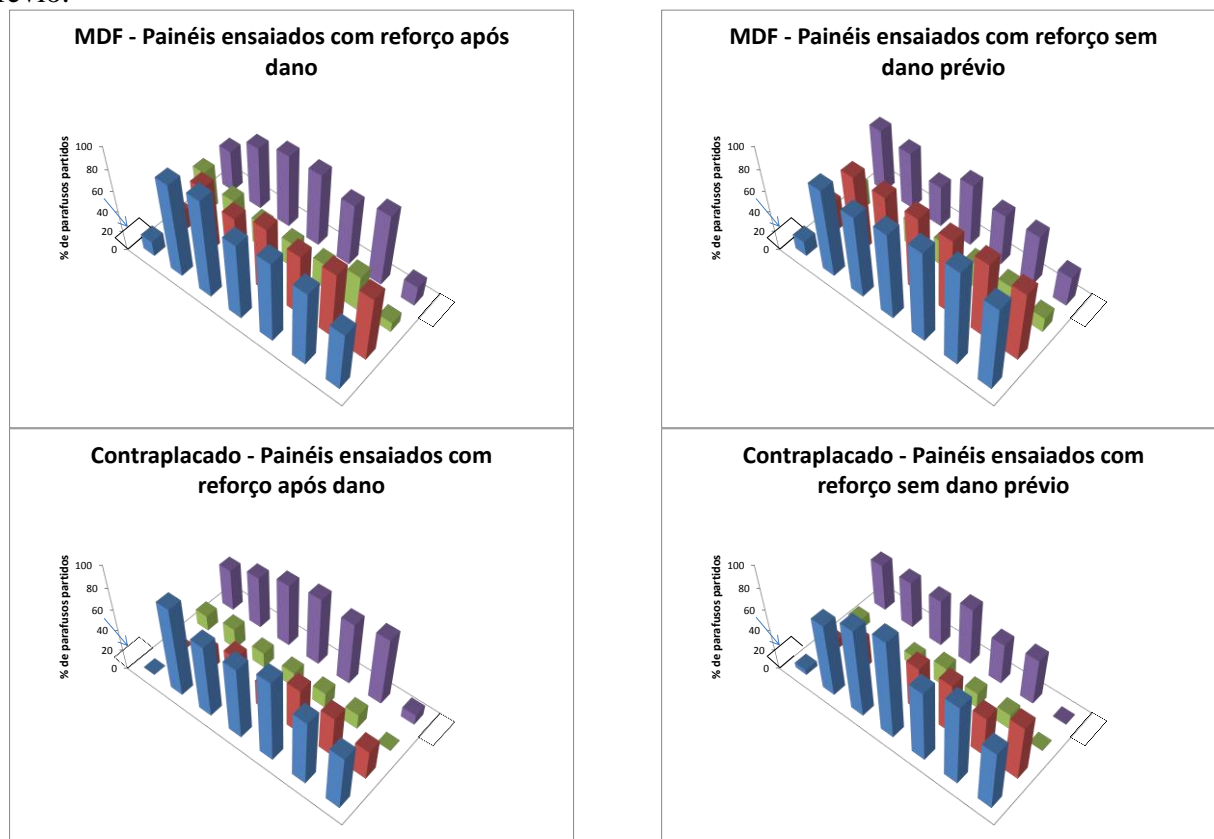


Figura 4. Localização dos parafusos de ligação entre placas de derivados e painel de tabique partidos durante o ensaio

Os resultados agora obtidos permitem concluir da possível viabilidade da utilização de placas de derivados de madeira para a consolidação/reforço de paredes de tabique apresentando já algum dano. Trabalhos futuros deverão incluir a validação numérica/experimental em paredes de tabique de dimensão real, que tenham em conta as ligações estruturais entre as paredes e os restantes elementos da estrutura, tais como pavimentos e paredes resistentes.

## Agradecimentos

Agradece-se ao Engenheiro Fernando Cartaxo a disponibilidade demonstrada pela cedência da sala para elaboração das argamassas, pelas sugestões e contribuições para a realização dos painéis. Agradece-se à VALBOPAN, SA o fornecimento de placas de aglomerado de fibras de média densidade.

## Referências

- [1] I. Fonseca, J. S. Machado: in CIMAD 11 – 1.º Congresso Ibero-Latino-Americano da Madeira na Construção, Coimbra, 2011. S31-T13-6.
- [2] J. Pinto, H. Varum, D. Cruz, D. Sousa, P. Morais, P. Tavares, J. Lousada, P. Silva, J. Vieira: WSEAS Transactions on Environment and Development Vol. 6 (2010), p. 105-114.
- [3] H. Varum et al: Engenharia Estudo e Pesquisa Vol. 8 (2005), p. 47-65.
- [4] J. Appleton, Reabilitação de Edifícios Antigos: Patologias e tecnologias de intervenção. Amadora: Edições Orion, 2003.



- [5] F. Pinho: in Paredes Divisórias: Passado, Presente e Futuro. Edited by Paulo B. Lourenço, Graça Vasconcelos, Paulo M. A. Camões, Ricardo Mateus, Luís Bragança, Luís Ramos. Escola de Engenharia Universidade do Minho. p. 1-13.
- [6] CEN/TS 12872:2007, Wood-based panels - Guidance on the use of load-bearing boards in floors, walls and roofs.
- [7] EN 789:2004, Timber structures. Test methods. Determination of mechanical properties of wood based panels.
- [8] NP EN 380: 2010, Estruturas de madeira. Métodos de ensaio. Princípios gerais para ensaios estáticos de carga.
- [9] EN 12369-1:2001, Wood-based panels. Characteristic values for structural design. Part 1: OSB, particleboards and fibreboards.
- [10] EN 12369-2:2011, Wood-based panels. Characteristic values for structural design. Part 2: Plywood.

## Estudo da natureza da resistência ao cisalhamento de compósitos solo-resíduos

D.L.Cardoso<sup>1, a</sup>, T.B.Kaminski, F.S.Goldoni, G.I.Venson e C.D.Cancelier

<sup>1</sup>Rua Universitária, 2069, Jardim Universitário, Cascavel, PR, 85819110, Brasil

<sup>a</sup>deciolc@gmail.com

**Palavras-chave:** solo, resíduo, condicionador estrutural, resistência ao cisalhamento.

**Resumo.** O solo é um material frágil em comparação a outros materiais de engenharia, tais como aço, concreto e madeira. A natureza argilosa dos solos da região oeste do Paraná faz com que eles sejam quimicamente reativos perante certos compostos, permitindo melhorar suas propriedades de engenharia, em particular sua resistência mecânica. O estudo envolveu tratar o solo típico da região com dois resíduos das atividades industriais e humanas: cinza da casca de arroz (CCA) nas dosagens 0; 2,5; 5; 7,5 e 10%; e lodo de esgoto calcinado (LEC) nas dosagens 0; 5; 10; 15 e 20 %; em relação à massa seca de solo. Os corpos de provas foram compactados no equipamento mini-MCV e rompidos em ensaios de compressão triaxial do tipo consolidado não drenado, com pressões confinantes de 25; 50 e 100 kPa. Os resultados mostraram que tanto a CCA quanto o LEC modificam drasticamente o comportamento mecânico dos compósitos, o qual passa de viscoplástico para elástico-linear. Houve incremento significativo na tensão desviatória e nos módulos de elasticidade, implicando ganho na resistência mecânica e na rigidez do compósito em relação ao solo natural. O efeito mais marcante da CCA foi verificado no parâmetro coesão; enquanto o efeito substancial do LEC foi observado no ângulo de atrito interpartículas. Tais resultados sugerem que a CCA promoveu a formação de neoprodutos preenchendo o espaço poroso do compósito, transformando o solo argiloso em um material com natureza de um continuum, ao passo que o LEC promoveu uma substancial agregação das partículas, em que o reforço transformou o solo argiloso em um material particulado de mais grossa granulometria.

### Introdução

**Características da cinza da casca de arroz (CCA).** Anualmente, uma enorme quantidade de produtos é gerada pela agroindústria alimentícia. Dentre esses produtos destacam-se os cereais como o arroz, o trigo e o milho, os quais geram resíduos durante seu processamento. Nas indústrias de beneficiamento de arroz tem-se como subproduto mais volumoso a casca, representando cerca de 20% do peso do arroz [1]. Uma grande quantidade dessa casca é aproveitada nas próprias indústrias nos processos de secagem e parboilização dos grãos, em substituição à lenha empregada na geração de calor e vapor. A queima da casca, além de sustentabilizar a energia, reduz o peso do resíduo em 18%, minimizando o volume e gerando um resíduo com alto teor de sílica (superior a 90%). A utilização da cinza da casca de arroz (CCA) tem sido estudada por muitos pesquisadores, substituindo parte do cimento no concreto pela cinza, com resultados satisfatórios. Tal efeito tem sido atribuído à sílica constituinte da CCA. Ela melhora a qualidade do concreto devido aos efeitos físicos e químicos e pela correção granulométrica [2]. Com base no exposto e a partir das características físicas e químicas, em particular as elevadas superfície específica e capacidade de troca catiônica da CCA, surge a possibilidade da sua utilização como condicionador estrutural do solo. Na composição química da CCA encontram-se, entre outros compostos químicos, SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> e CaO. Em contato com as partículas finas do solo argiloso da região, as quais apresentam superfícies eletricamente negativas, e no ambiente alcalino e aquoso, ocorrem ligações eletrostáticas entre os cátions presentes na CCA e as cargas superficiais. Advém daí um efeito

aglomerante, devido ao aumento no número de contatos entre as partículas do solo, além do fortalecimento dos contatos pré-existentes. Obtém-se então uma estrutura mais rígida no compósito. A modificação da estrutura do material altera as suas propriedades de engenharia, e dessa forma, condicionam o seu desempenho mecânico.

**Características do lodo de esgoto calcinado (LEC).** Segundo [3], atualmente, cerca de 70% da população brasileira possui serviço de coleta de esgoto e estima-se que em 2015 este serviço atinja 85% da população. Porém, segundo o Ministério das Cidades, apenas 25% de todo esgoto coletado é tratado. No esgoto tratado em estações, é produzido lodo, material constituído de matéria orgânica, microorganismos patogênicos, elementos metálicos, entre outros. O lodo seco possui razoável poder calorífico (aproximadamente 2.700Kcal/Kg), o que faz da calcinação deste material uma fonte energética. Ao passar pelo processo de calcinação, o lodo se torna menos ofensivo à saúde humana, pois os elementos patogênicos são reduzidos e o teor de matéria orgânica é baixo. Dessa forma, a utilização do lodo de esgoto calcinado (LEC) como reforço em maciços terrosos contribui para a eliminação de um resíduo tóxico ao homem e ao meio, ao mesmo tempo aliando uma acessível fonte energética à geração de um compósito com interessantes fins à engenharia. A presença de cátions no lodo e, conseqüentemente no lodo calcinado, indica a possibilidade de que este material possa se tornar um significativo reforço que, adicionado aos solos argilosos de acentuada atividade química, seja capaz de melhorar o desempenho mecânico do solo nas fundações e nas obras de terra.

## Material e métodos

O solo utilizado é proveniente do Núcleo Experimental de Engenharia Agrícola (NEEA/UNIOESTE), de ocorrência típica no centro e sul do Terceiro Planalto Paranaense, sendo classificado pedologicamente como Latossolo Vermelho distroférico [4], e geotecnicamente como A7 pelo sistema AASHTO e CH pelo U.S.C.S. [5]. Trata-se de um solo residual da alteração de basalto, com predominância de argila, estrutura porosa, e caracteristicamente apresenta altos teores de óxidos de ferro (aproximadamente 20%) na forma de hematita ( $Fe_2O_3$ ).

A cinza da casca de arroz é proveniente da indústria de beneficiamento de arroz Perucchi Indústria e Comércio de Alimentos S.A., localizada no município de Nova Veneza - SC.

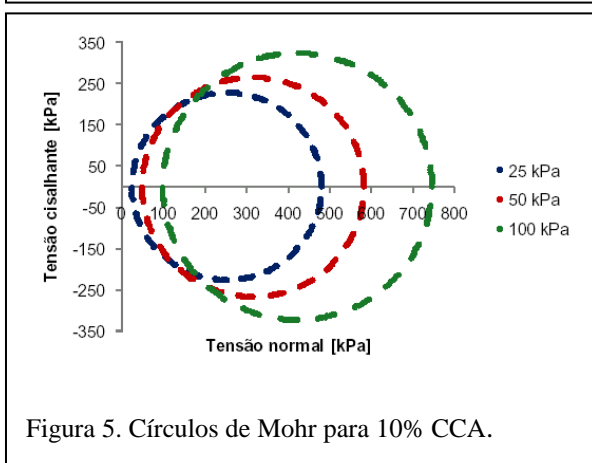
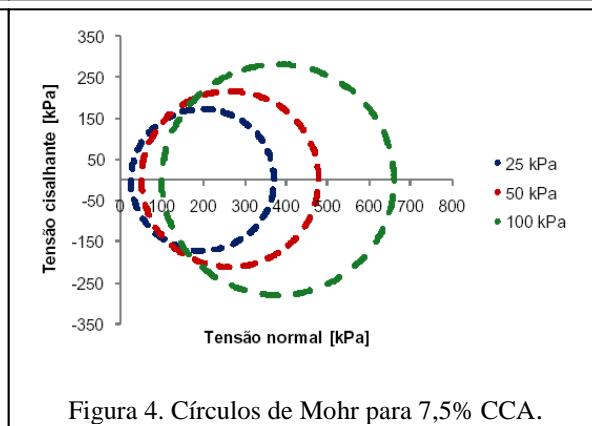
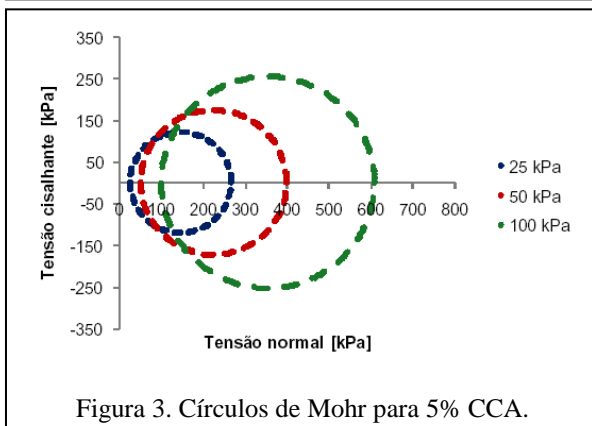
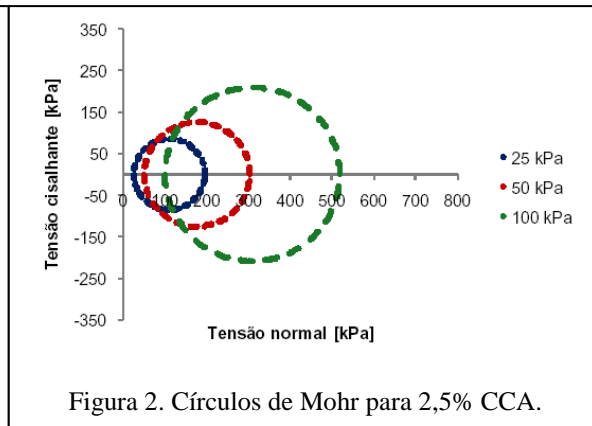
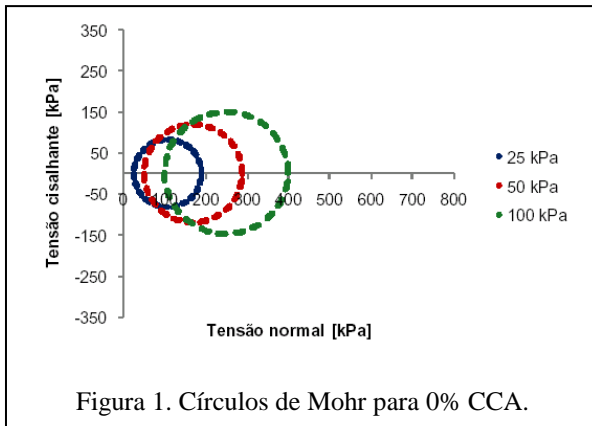
O lodo *in natura*, oriundo dos leitos de secagem da Estação de Tratamento de Esgoto Ouro Verde, da cidade de Foz do Iguaçu – PR, foi submetido ao processo de queima em um forno cerâmico com temperaturas em torno de 1000°C, transformando-se em lodo de esgoto calcinado.

Os experimentos foram conduzidos no laboratório de Geotécnica da Universidade Estadual do Oeste do Paraná, campus Cascavel – PR. Os corpos-de-prova foram moldados nas dimensões 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, no aparelho mini-MCV (Moisture Condition Value), nas dosagens 0; 2,5; 5,0; 7,5 e 10% de CCA; e de 0; 5; 10; 15 e 20% de LEC, em relação à massa seca de solo. Os corpos de prova foram compactados no ponto ótimo da curva de Proctor, energia normal, ajustando-se a quantidade de solo a ser compactada no molde conforme preconizado por [6]. A resistência ao cisalhamento dos compósitos foi obtida por meio de ensaios de compressão triaxial do tipo consolidado não drenado [7], nas pressões confinantes de 25; 50 e 100 kPa. Após consolidação, os corpos de prova foram rompidos com velocidade de deformação 0,34 mm/min.

## Resultados e discussão

**Caracterização.** A classificação textural do solo feita a partir da curva de distribuição dos tamanhos das partículas é de argila 60 %, silte 30 % e areia 10 %. A gravidade específica é 29,46  $kN m^{-3}$ . O teor ótimo de umidade é 31,20 % e o peso específico seco aparente máximo é 14,34  $kN m^{-3}$ .

**Círculos de Mohr para compósito solo-CCA.** Nas Figuras 1, 2, 3, 4 e 5 são apresentados, respectivamente, os círculos de Mohr para as dosagens CCA de 0; 2,5; 5; 7,5 e 10%.



Observa-se uma progressiva aproximação dos círculos de Mohr com as dosagens. A partir da dosagem 5% a envoltória de ruptura fica muito bem definida, validando a aplicação do critério Mohr-Coulomb. Ocorre substancial aumento da tensão principal maior com os incrementos de CCA.

**Incremento de resistência para compósito solo-CCA.** A Tabela 1 mostra o efeito do reforço CCA e do confinamento na tensão desviatória de ruptura, o que pode ser melhor visualizado nas curvas da Figura 6.

Tabela 1: Tensão desviatória de ruptura em função do reforço e do confinamento para solo-CCA

CCA			Pressão confinante [kPa]	
[%]		25	50	100
0		56,21	64,63	77,61
2,5		169,44	253,53	419,41
5		241,94	347,54	508,93
7,5		346,13	428,29	558,86
10		454,9	531,33	644,99

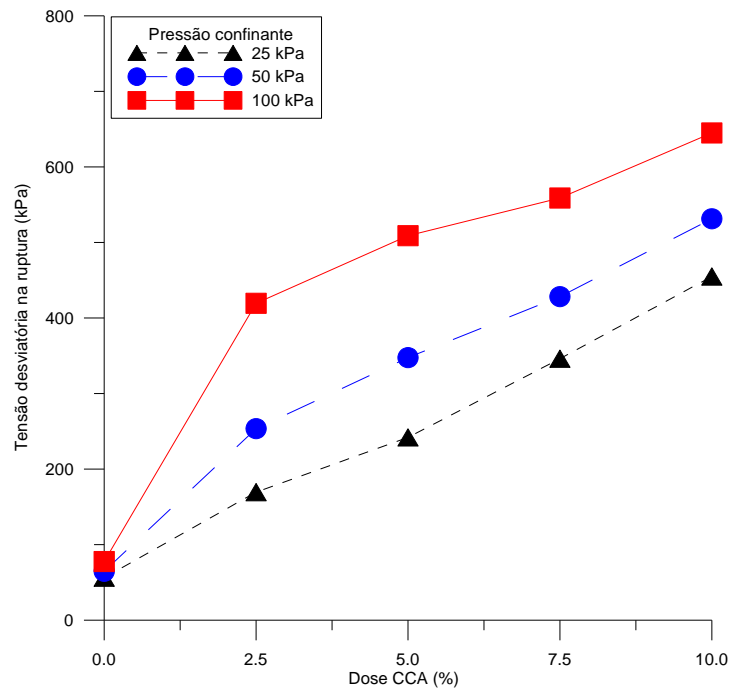


Figura 6. Comportamento da tensão desviatória de ruptura do compósito solo-CCA.

A partir da dosagem de 2,5% o efeito do reforço é de linearizar o incremento na tensão desviatória de ruptura, notando-se também o efeito das pressões confinantes. Porém, o efeito do confinamento torna-se progressivamente menor com o aumento de reforço no compósito, sugerindo um crescente enrijecimento de sua estrutura.

Os módulos de elasticidade foram determinados a partir da reta que une o segundo ponto da curva tensão-deformação com o ponto que finalizava a fase elástica e antecipava o escoamento. O primeiro ponto foi descartado devido à inércia da máquina, fato que comprometia a acurácia da primeira leitura. Na Figura 7 são mostrados os valores do módulo de elasticidade longitudinal ou módulo de Young (E) em função dos tratamentos e do confinamento.

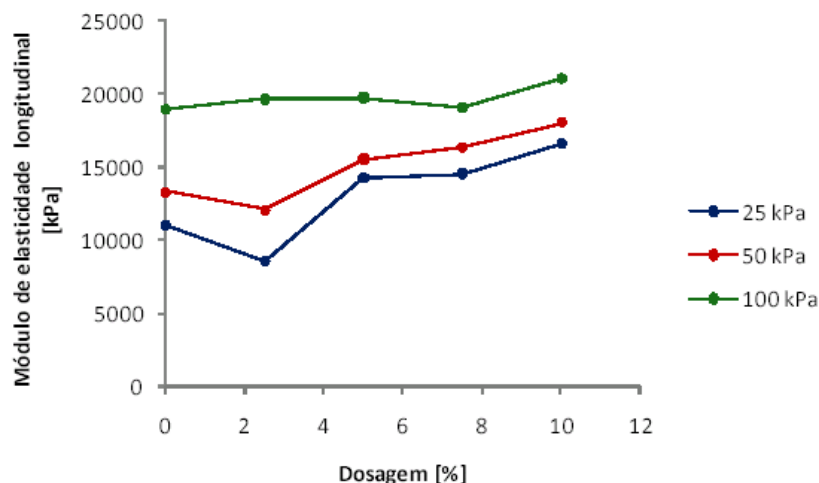


Figura 7. Comportamento do módulo de Young do compósito solo-CCA.

O menor teor de CCA aplicado provocou uma ligeira redução no valor de E e a partir daí nota-se uma crescente rigidez do compósito. Tomando-se, por exemplo, o solo natural e o tratamento de 10%, obteve-se para a pressão confinante de 25 kPa um ganho de 50,15%; para a pressão confinante de 50 kPa o ganho caiu para 35,64%; e para a pressão de 100 kPa o ganho correspondente foi de apenas 10,88%. Tal fato indica novamente um progressivo enrijecimento estrutural no sistema solo-CCA.

Na Figura 8 são mostrados os valores da coesão em função dos tratamentos. Ocorre redução da coesão para a dosagem de 2,5% em relação à coesão do solo natural. A partir daí verifica-se um

aumento nos valores desse parâmetro. Para efeito comparativo, os valores médios da coesão de 20,52 kPa e 98,88 kPa, para 2,5 e 10% respectivamente, mostram um ganho de 382%. Também nesse parâmetro o efeito das pressões confinantes torna-se progressivamente menor.

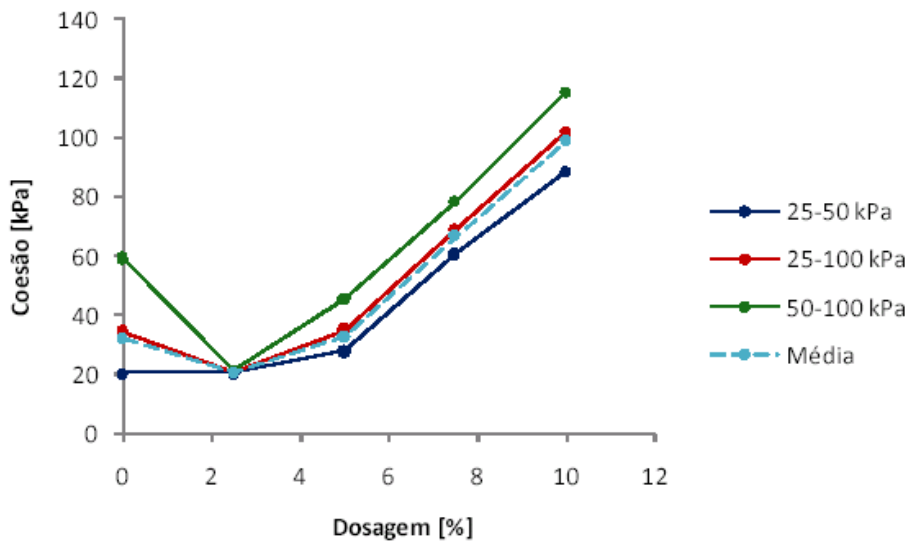


Figura 8. Variação no parâmetro coesão do compósito solo-CCA.

Na Figura 9 estão plotados os valores do ângulo de atrito interno dos compósitos em função dos tratamentos e do confinamento.

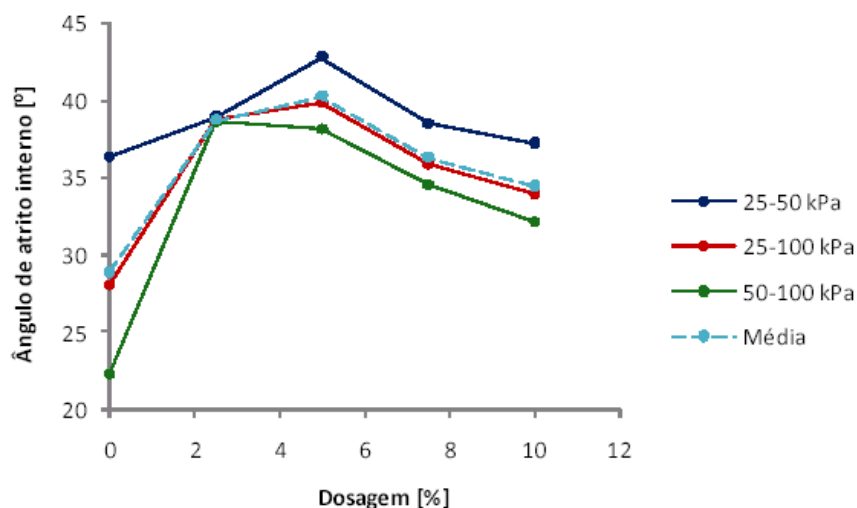


Figura 9. Variação no ângulo de atrito interno do compósito solo-CCA.

Verifica-se um substancial aumento no ângulo de atrito para a dosagem de 2,5% em relação ao solo natural. Entre 2,5 e 5% nota-se um ligeiro acréscimo e a partir daí uma queda sistemática nesse parâmetro. Comparando-se os valores médios de 28,88° e 34,44°, para 0 e 10% respectivamente, obtém-se um aumento de 19%. O máximo valor de 40,23° foi obtido para a dosagem de 5%, implicando um ganho de 39%. Os comportamentos da coesão e do ângulo de atrito interno mostram-se inversamente correlacionados, sugerindo que o critério Mohr-Coulomb pode ser aplicado ao estudo do comportamento de compósitos formados por solo-CCA.

Resumindo: o efeito da CCA na coesão do compósito é substancial, mas o incremento no ângulo de atrito interno é pequeno. Portanto, levando-se em conta o critério de ruptura Mohr-Coulomb, expresso pela Equação 1:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg}\phi \quad (1)$$

Pode-se concluir que o confinamento terá pequeno efeito no ganho de resistência do compósito solo-CCA.

**Modos de deformação e planos de ruptura no compósito solo-CCA.** Na Figura 10 é mostrada a fotografia dos corpos-de-prova após a ruptura, ilustrando a progressiva redução nas deformações

axial e radial com o incremento do reforço CCA. No solo *in natura* a ruptura ocorre em vários planos proximamente espaçados e se evidencia por um empolamento da amostra, característico de ruptura plástica com escoamento do material. No compósito solo+10% CCA a ruptura dá-se ao longo de um único plano claramente definido, característico de ruptura frágil.



Figura 10. Fotografia dos corpos de prova rompidos para crescentes teores de CCA.

**Círculos de Mohr para compósito solo-LEC.** Nas Figuras 11, 12, 13, 14 e 15 são apresentados, respectivamente, os círculos de Mohr para as dosagens LEC 0; 5; 10; 15 e 20%.

**Incremento de resistência para compósito solo-LEC.** A Tabela 2 mostra o efeito do reforço LEC e do confinamento na tensão desviatória de ruptura, o que pode ser melhor visualizado nas curvas da Figura 16.

Nas curvas tensão-deformação apresentadas acima, considerou-se que o pico caracteriza a tensão desviatória na ruptura do compósito, sendo, portanto, a resistência ao cisalhamento, a qual se mostrou crescente com o aumento das dosagens e também com o aumento da pressão confinante. Este efeito do confinamento é maior para maiores dosagens, verificado pelas distâncias verticais entre os pontos experimentais.

Na Figura 17, apresenta-se a variação no módulo de elasticidade longitudinal, ou módulo de Young, em função do teor de LEC.

Observa-se que o módulo de elasticidade longitudinal é afetado tanto pela dosagem do reforço quanto pelas pressões confinantes. O grande incremento no módulo de elasticidade indicou que o reforço está proporcionando um significativo aumento na rigidez do compósito. Os elevados valores dos coeficientes de determinação obtidos pela análise de regressão, com crescimento exponencial, indicam uma forte correlação entre a dosagem, o confinamento e o módulo de elasticidade.

As curvas relacionando coesão devem ser analisadas em conjunto com as curvas de ângulo de atrito interno e da inclinação do plano de ruptura. As Figuras 18, 19 e 20 apresentam, respectivamente, a variação da coesão, do ângulo de atrito interno e da inclinação do plano de ruptura em função das dosagens e das faixas de pressão confinante. A curva tracejada representa a média dos dados obtidos para os parâmetros analisados.

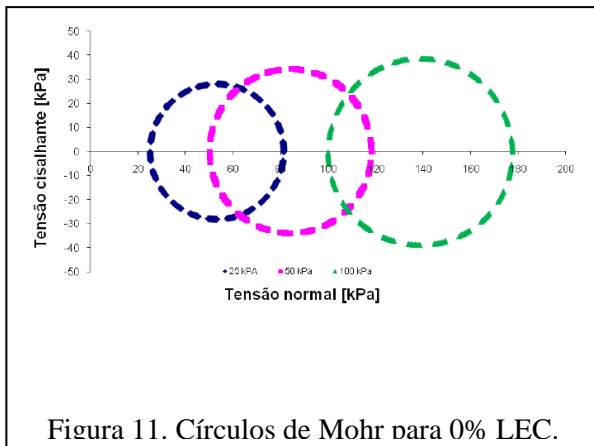


Figura 11. Círculos de Mohr para 0% LEC.

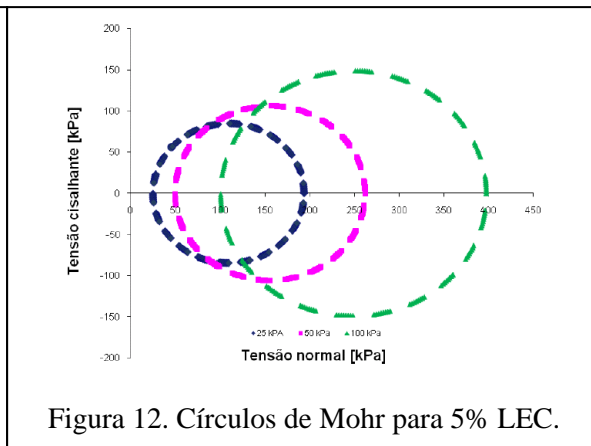


Figura 12. Círculos de Mohr para 5% LEC.

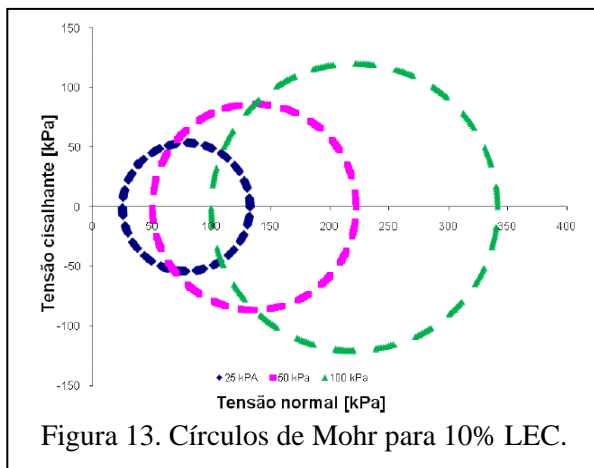


Figura 13. Círculos de Mohr para 10% LEC.

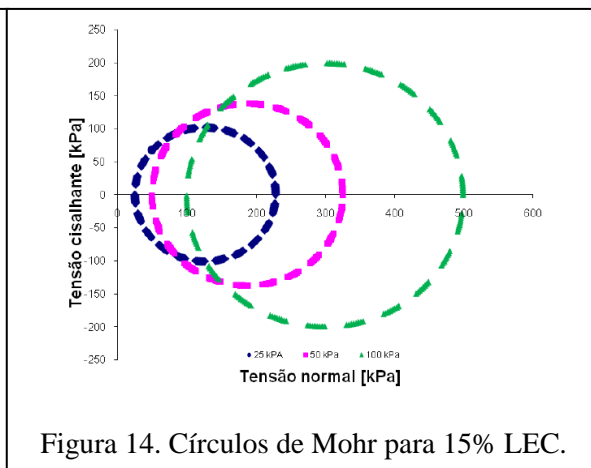


Figura 14. Círculos de Mohr para 15% LEC.

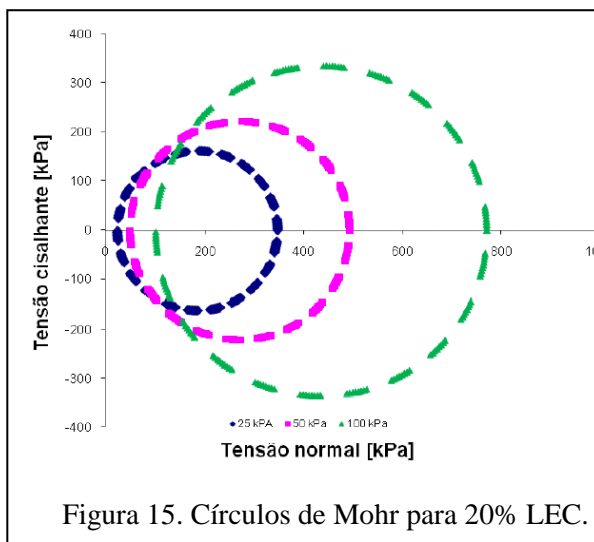


Figura 15. Círculos de Mohr para 20% LEC.

Observa-se que à medida que se aumenta o teor de LEC, ocorre uma aproximação entre os círculos bem como o aumento dos diâmetros, fato que indica o aumento do ângulo de atrito interno. As envoltórias de ruptura, caracterizadas pelas linhas que tangenciam simultaneamente os círculos de Mohr para cada dosagem, ficam mais bem definidas para as dosagens mais altas. Estes resultados demonstram que o critério de ruptura Mohr-Coulomb pode ser aplicado com rigor no estudo do comportamento mecânico do compósito solo-LEC.

Tabela 2: Tensão desviatória de ruptura em função do reforço e do confinamento para solo-LEC

LEC			Pressão confinante [kPa]	
[%]		25	50	100
0		56,21	64,63	77,61
5		107,97	173,04	241,36
10		168,86	231,26	297,45
15		202,6	275,21	398,71
20		322,48	435,72	676,51



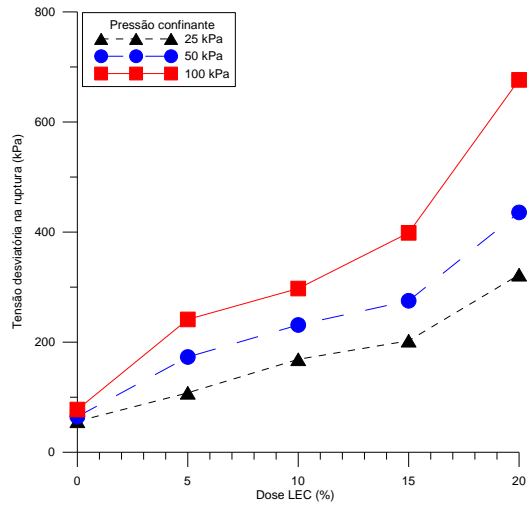


Figura 16. Comportamento da tensão desviatória de ruptura do compósito solo-LEC.

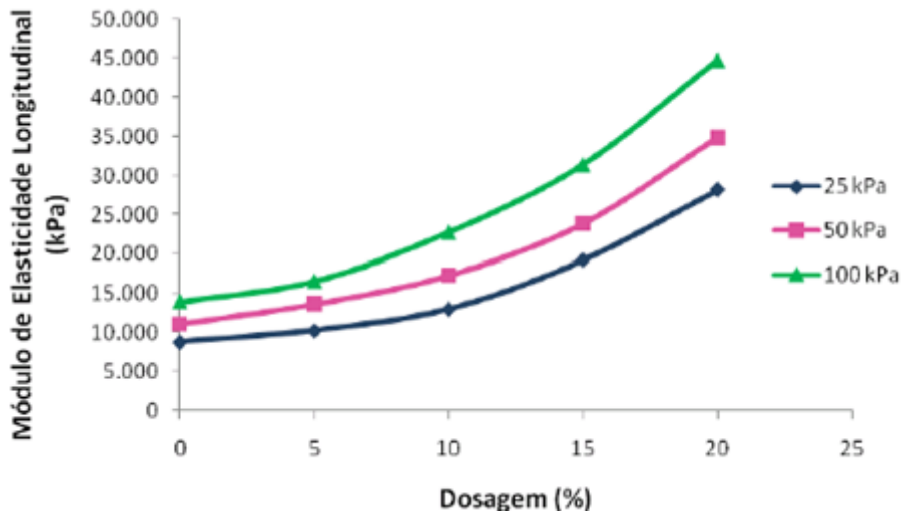


Figura 17. Comportamento do módulo de Young do compósito solo-LEC.

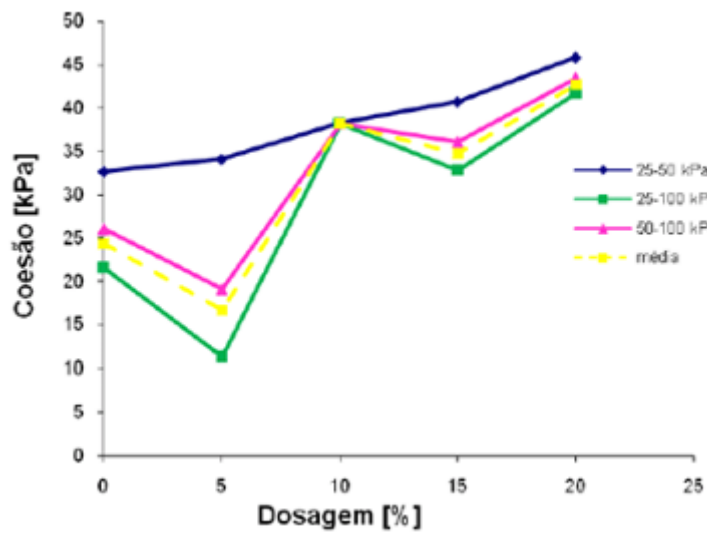


Figura 18. Variação no parâmetro coesão do compósito solo-LEC.

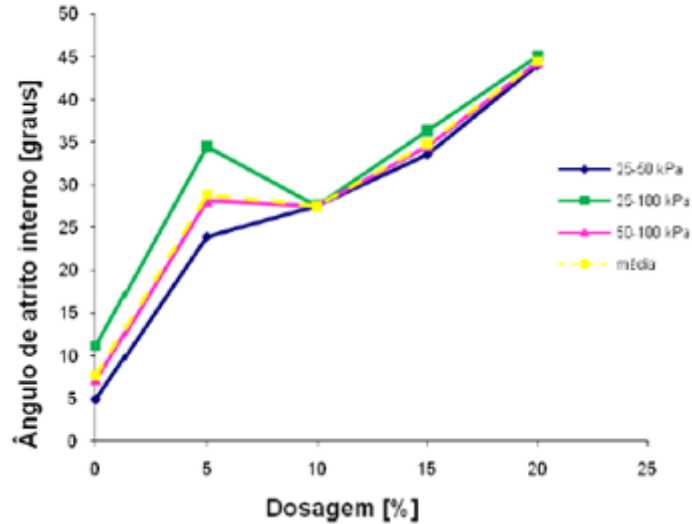


Figura 19. Variação no ângulo de atrito interno do compósito solo-LEC

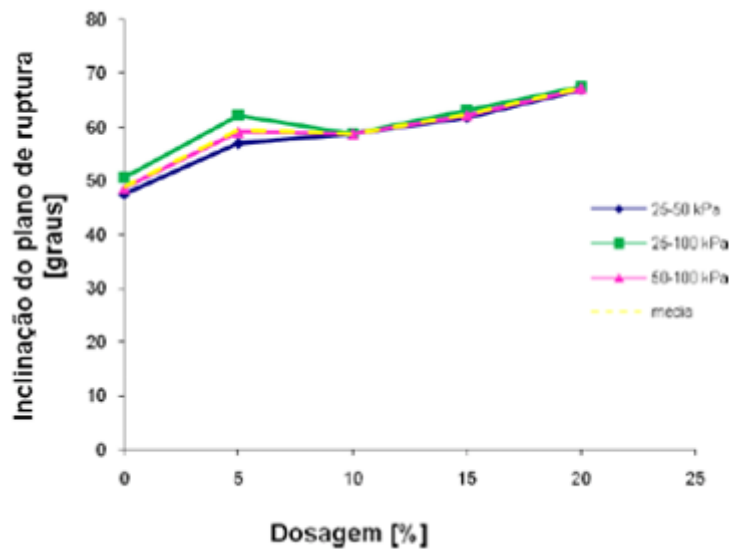


Figura 20. Variação da inclinação do plano de ruptura do compósito solo-LEC.

Verifica-se que até a dosagem de 5% ocorreu decréscimo na coesão e aumento acentuado do ângulo de atrito interno, levando a um acentuado aumento na inclinação do plano de ruptura. Nas dosagens intermediárias de 5 a 10% ocorreu um ganho acentuado de coesão, um ligeiro decréscimo no ângulo de atrito interno e uma estabilização do ângulo do plano de ruptura. A partir de 10% observou-se um ligeiro acréscimo na coesão, aumento consistente no ângulo de atrito interno e um suave incremento no ângulo do plano de ruptura. Na dosagem de 10%, verificou-se que as curvas concorrem para um único ponto para os três parâmetros analisados. A partir daí, a proximidade dos pontos experimentais mostra a consistência dos dados frente ao critério de ruptura Mohr-Couloub.

### Modos de deformação e planos de ruptura no compósito solo-LEC

Na Figura 21, a fotografia exhibe corpos-de-prova após a ruptura, podendo-se notar o efeito do reforço LEC em reduzir as deformações axiais e transversais. Um corpo de prova moldado e não ensaiado também é mostrado para efeito ilustrativo. A mudança nos padrões de deformação e ruptura é evidente. O reforço conferiu elevada rigidez estrutural ao compósito, o qual passa de comportamento plástico para um comportamento característico de ruptura frágil.

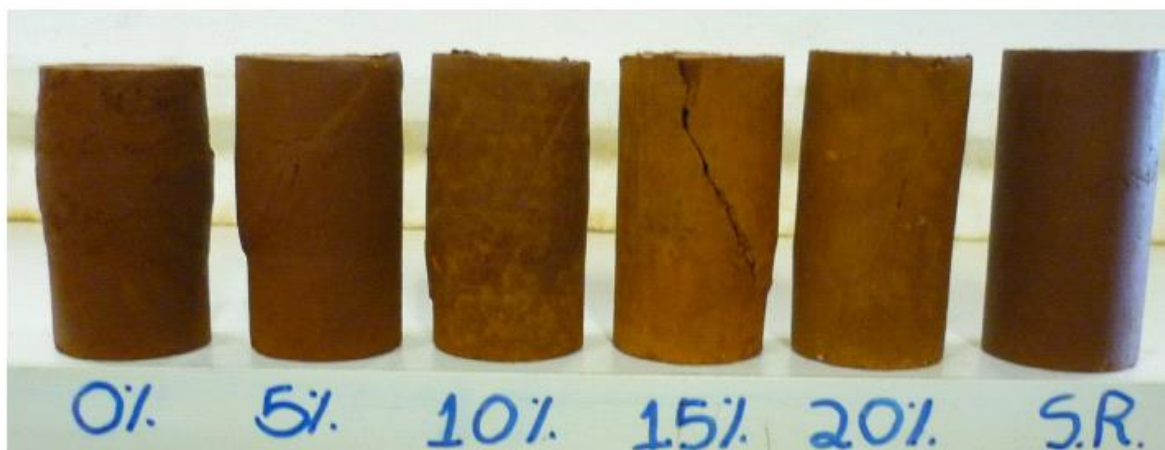


Figura 21. Fotografia dos corpos de prova rompidos para crescentes teores de LEC e um corpo de prova sem ruptura (S.R.).

### Conclusões

O trabalho apresentou uma investigação experimental da natureza da resistência ao cisalhamento de compósitos formados por solo e dois resíduos, a cinza da casca de arroz (CCA) e o lodo de esgoto calcinado (LEC).

Quanto aos efeitos da CCA os resultados indicaram que:

- houve aumento da resistência ao cisalhamento do solo;
- o substancial efeito do reforço foi observado no parâmetro coesão, sendo pequeno o efeito no ângulo de atrito interno; em decorrência deste fato, o confinamento provocou incremento relativamente pequeno na resistência ao cisalhamento;
- o aumento no módulo de Young sugere um aumento na rigidez estrutural do compósito;

Análise conjunta dos efeitos acima relacionados sugere a formação de neoprodutos preenchendo o espaço poroso do compósito, transformando o solo argiloso em um material com natureza de um *continuum*.

Quanto aos efeitos do LEC os resultados indicaram que:

- houve aumento da resistência ao cisalhamento do solo;
- o substancial efeito do reforço foi observado no parâmetro ângulo de atrito interno, sendo pequeno o efeito na coesão; em decorrência deste fato, o confinamento provocou grande incremento na resistência ao cisalhamento;
- o aumento no módulo de Young sugere um aumento na rigidez estrutural do compósito;

Análise conjunta dos efeitos acima relacionados sugere uma substancial agregação das partículas, em que o reforço transformou o solo argiloso em um *material particulado de grossa granulometria*.

### Referências

- [1] MEHTA, P. K. e FOLLIARD, K. J. *Rice Husk Ash – A unique supplementary cement: durability aspects*. Malhotra, CANMET: 1992.
- [2] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: Pini, 1994.
- [3] SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO - SNIS (2006). *Programa de modernização do setor de saneamento: Diagnóstico dos serviços de água e esgoto – 2006*. Ministério das Cidades, Brasília, pp. 222.
- [4] EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA - EMBRAPA. *Sistema brasileiro de classificação de solo*. Rio de Janeiro: Centro Nacional de Pesquisa de Solos, EMBRAPA, 1999.

- [5] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM (1996). *Designation D1242-95a: Standard test methods for resistance of plastic materials to abrasion*. Philadelphia. CDROM.
- [6] PEIXOTO, A.S.P.; FABBRI, G.T.P.; NOGUEIRA, J.B. Uma avaliação da repetibilidade dos parâmetros que compõem a classificação MCT. *CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA*, Rio de Janeiro, ABGE, 8, v. 1. 1996. p. 251-259.
- [7] DAS, B. M. *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. 6. ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007. 302 p.



---

## **Sessão Especial 4: Fibras na Construção Sustentável**

---



## Argamassa com fibras de alumínio reciclado, destinada ao aquecimento solar de água

MORALES Gilson<sup>1</sup>, PALMIERI Marcos Yañes<sup>2</sup>, COSTA Willian Trinetto<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Doutor em Engenharia Civil / EPUSP e École des Ponts et Chaussées de Paris - Professor Associado do Dept<sup>o</sup>. de Construção Civil - Universidade Estadual de Londrina – UEL – Brasil - Tel.: +55 43 3371 4466 / 9979 0314

<sup>2</sup> Mestrando em Engenharia de Edificações e Saneamento – ENGES – Departamento de Construção Civil - Centro de Tecnologia e Urbanismo – CTU – Universidade Estadual de Londrina – UEL – Brasil - Tel.: +55 43 3371 4727 / 9161-1108

<sup>3</sup>Willian Trinetto Costa – Graduando do 4<sup>o</sup> Ano do Curso de Engenharia Civil - Universidade Estadual de Londrina – UEL – Brasil

<sup>1</sup>gmorales@uel.br, <sup>2</sup>palmieri@uel.br, <sup>3</sup>willwte@gmail.com

**Palavras-chave:** Argamassa, fibras de alumínio, condutividade térmica, aquecimento de água

**Resumo.** O objetivo deste estudo é desenvolver e avaliar a capacidade térmica em traços de argamassa com adição de fibras de alumínio, para absorver e transmitir calor proveniente de radiação solar, destinada a sistemas de aquecimento de água. Na construção civil, acentua-se grande aceleração no processo de industrialização. Este princípio, somado ao crescimento da população e do consumo, resultaram em aumento no consumo de energia e descarte de resíduos. Considerando a existência de falhas operacionais em processos industriais de extração, transporte, separação, processamento e destinação final de resíduos, conclui-se que seja necessário adotar novas tecnologias de reaproveitamento, evitando assim, seu lançamento em aterros ou efluentes. O reuso de subprodutos quando associado à captação de energias limpas, inibe o aumento da variedade de descartáveis, que tendem sobrecarregar processos biológicos de tratamento. Um dos caminhos encontrados para reduzir esses efeitos residuais, seria a efetiva participação da indústria da construção civil, que reconhecidamente apresenta inúmeras possibilidades para executar novos projetos de caráter sustentável. No caso particular dos sistemas de aquecimento de água, que utilizam materiais “nobres” e procedimentos artesanais de produção para alcançar alto desempenho, também necessitam de elevado nível de manutenção e muitas vezes, manifestam patologias ou instalações bizarras que definitivamente interferem em valores estéticos de arquitetura. O desenvolvimento dessa argamassa busca a interação de materiais como os finos de basalto, fibras de alumínio reciclado e cimento, para alcançar maior condutividade térmica. Placas pré-moldadas produzidas em vibroprensa permitem compor módulos estéticos nas faces das edificações, atuando como células captadoras do calor da radiação solar e ao mesmo tempo, proteger o sistema hidráulico em polipropileno, nela embutido. Os ensaios envolveram corpos de prova cilíndricos com ( $\varnothing = 5,00 \times 10,00$  [cm]) para ensaios de resistência mecânica e prismáticos nas dimensões (22,0x11,0x6,50 [cm]) para ensaios de transferência térmica, utilizando o método de resistência elétrica geradora de calor constante. A transferência de calor em temperaturas entre 20 [°C] e 36 [°C], foi acelerada em duas vezes, quando adicionado teores de 10 [%] de fibras, sendo mantida, grande parte da capacidade calorífica do basalto. O sistema apresenta inicialmente, grande potencial para atingir o desempenho requerido.



## Introdução

A construção civil oferece grandes possibilidades em seus processos de transformação e reutilização de seus resíduos. Este princípio, somado ao crescimento populacional e aumento do consumo, resultou em maior demanda por energias convencionais e desenvolvimento de novos compósitos utilizando parte de seus resíduos, os (RCC's).

Com intensa industrialização, novas tecnologias, crescimento populacional em centros urbanos, diversificação do consumo de bens e serviços, os resíduos se transformaram em grave problema urbano e seu gerenciamento é oneroso e complexo.

Os problemas se caracterizavam por escassez de área de deposição de resíduos causadas pela ocupação e valorização de áreas urbanas, altos custos sociais, problemas de saneamento básico e contaminação ambiental (John, 2000)[1].

Segundo (Nolasco e Agnesini, 1993)[3], os efeitos dessa tendência resultam em três fatores: aumento no número e na variedade de produtos descartáveis, aumento na quantidade de resíduos associados a cada objeto produzido e aglomeração de certas operações produtoras de resíduos de maneira a sobrecarregar qualquer processo biológico de tratamento.

Como exemplo, autores citam as vantagens e desvantagens do desenvolvimento de energias limpas e renováveis em substituição às convencionais (Goldemberg e Lucon 2007)[2], a reutilização dos resíduos (Ângulo, 2001)[4] e o desenvolvimento de tecnologias para criação de compósitos sustentáveis (Linz, 2012)[5], buscando diminuir a emissão de CO<sub>2</sub> e a produção e consumo mais sustentáveis de desenvolvimento social e econômico, para estimular tecnologias que transformem resíduos em subprodutos.

Essas prerrogativas, apontadas como principais fatores para obstruir alterações climáticas e ambientais descritas pela comunidade científica, deverão atender a crescente demanda com previsibilidade de redução nas fontes convencionais com medidas indispensáveis para preservação do meio ambiente. (Guimarães, 2012)[6].

Transformar resíduos em subprodutos seria uma alternativa para composição de novos materiais destinados a captação de energia por sistemas autônomos, instalados em pequenas edificações, visando suprir parte ou a totalidade de suas necessidades. Essas edificações microgeradoras, além de moradia, também devolveriam energia à rede de grande potência, em períodos onde houvesse produção excedente.

Assim: reduzindo o consumo através da autonomia eficiente, e reutilizando subprodutos, se iniciaria um ciclo na reserva de energia, que seria devolvida ao sistema como fonte excedente através do conceito sustentável de logística reversa, podendo então, ser utilizada na produção de novas edificações e bens.

Esse modelo integrado à previsibilidade de redução na oferta de energia, estaria aliado a medidas aceitáveis de preservação ao meio ambiente, evitando a descaracterização de vastas áreas necessárias a instalação de novas plantas para grandes unidades geradoras. A construção de grandes unidades geradoras envolve falhas operacionais de preservação ambiental, pois altera irreversivelmente a biota circundante, desde a etapa de extração da matéria prima, para sua construção, permanecendo assim por toda sua vida útil.

Como microgerador, o coletor solar, utilizado como dispositivo que converte a radiação incidente em calor útil para o aquecimento de água (líquidos), permite também, a geração de corrente elétrica (células fotovoltaicas translúcidas) instaladas na face superior das placas (Marques/FEUP, 2008)[7] e também oferece conforto térmico do ambiente interno (ar), através do controle da inércia térmica da edificação, pela troca de calor por convecção, pelo sistema hidráulico embutido nas placas.

Esse sistema híbrido, além de um elemento estético nas edificações, também teria a função de captar energia limpa, proporcionando aproximação da autonomia sustentável, em sua produção e utilização.

Porém, o desenvolvimento de processos e produtos segue normas de desempenho e durabilidade. Dentre elas a NBR 15575:2013 - Edificações Habitacionais - Desempenho, que propõe diretrizes construtivas de conforto, as quais o sistema deva se submeter.

Nesta conjuntura cabe à engenharia e arquitetura utilizarem tecnologias mais eficientes em projetos de edificações que preservem elementos naturais, possibilitem tratar e reaproveitar resíduos gerados em seu ciclo de produção e a captação de energias durante todo período de utilização da edificação.

Programas institucionais devem estimular pesquisas que desenvolvam alternativas tecnicamente viáveis para produção de edificações sustentáveis e recompensar usuários de programas habitacionais que ao longo dos anos, vem carecendo do controle de qualidade dos materiais, através de sistemas construtivos acessíveis, duráveis e mais recentemente, o despertar para o uso equipamentos mais eficientes, (Plano Nacional de Eficiência Energética – PNEf, 2009)[8].

Buscando o melhor desempenho possível na condução de calor, desenvolve-se uma argamassa onde fibras de alumínio serviriam como condutores de fluxo de calor descrito pela Lei de Fourier, onde o fluxo de calor é a quantidade de energia que flui através de uma unidade de massa, por unidade de tempo.

(Santos, 2005)[9], estabelece o método do fio quente paralelo de superfície como método eficaz para avaliar as correlações entre a condutividade e difusidade térmica e calor específico esta relacionada a porosidade do material. Esse método quantifica a capacidade a qual um material é fisicamente capaz de conduzir energia na forma de calor.

Condutividade Térmica por Condução ou Difusão é o fenômeno físico responsável pela transferência da energia coletada, sendo a radiação solar, transformada em calor pela ativação de elétrons livres. Enquanto a radiação ocorre pela ausência de matéria (vácuo), a condução de energia pela troca de calor somente ocorre enquanto há material com características favoráveis a essa transferência. Nesse princípio a equação,  $\Delta T$  (K ou °C) é a diferença de temperatura entre os dois sistemas e  $\Delta x$  (m) é a distância. Denomina-se o quociente  $\Delta T / \Delta x$  [K/m] de gradiente térmico. Pela equação verifica-se, portanto, que a densidade de fluxo de energia é proporcional a gradiente térmica conforme o fator de proporcionalidade ( $\lambda$ ), denominado de condutividade térmica. A unidade da condutividade térmica, [W/m-1K-1] é uma propriedade do material pelo qual a condução ocorre, e seu valor pode ser determinado experimentalmente. Para os principais materiais utilizados no estudo os valores são listados na (Tabela 01):

Tabela 01 - Coeficiente (k) dos materiais utilizados.

Materiais utilizados na argamassa	(K) Condutividade Térmica [W/Mk]
Água	0,58
Cimento	0,9
Basalto	3,50
Alumínio	230,00

Fonte: PROTOLAB.

Foram utilizados materiais disponíveis em quantidade com propriedades naturalmente favoráveis a condução de calor, reutilização, durabilidade e baixo custo.

Com tais princípios conhecidos, fez-se em laboratório a caracterização desses materiais, quanto as suas propriedades físicas afim de também definir traços para modelagem de corpos de prova e então avaliar os resultados com base em normas técnicas de procedimentos e desempenho.

Considerando a transmitância térmica como elemento principal para análise do desempenho térmico, onde há variação de temperatura e radiação seria importante considerar maior ganho de calor acumulado, pelo fenômeno físico da histerese, somado a alta efusividade do alumínio. O tempo ao qual a argamassa transmite ou retém o calor se dará devido ao teor das fibras de alumínio adicionadas, a espessura das peças, densidade e porosidade, relacionadas a massa unitária do material. Cabe considerar que a compacidade da argamassa será elemento predominante para o desempenho na condução e transferência do calor.

O calor específico define a quantidade de calor necessária para elevar em um grau a temperatura de um componente, por unidade de massa. Sua unidade é o [J/kg K] ou [Wh/kg K]. Segundo (Yannas e Maldonado,1995)<sup>[10]</sup>, a diferença de capacidade de armazenamento de calor entre materiais é revelada quando se analisa a capacidade calorífica volumétrica.

A capacidade calorífica ( $c$ ) volumétrica determina a capacidade de o material armazenar energia térmica. Em (Incropera e De Witt, 1992)<sup>[11]</sup> encontra-se a capacidade calorífica volumétrica como o produto entre a densidade ( $\rho$ ) e o calor específico ( $c$ ), sua unidade é  $[J/m^3 K]$ .

Considerando características granulométricas do basalto utilizado, adotou-se o quarteamento mecânico, utilizando análise dos materiais com abertura de #2,60 [mm] e #1,3 [mm] e 0,075 [mm]. A retração e fissuração foram controladas com a diversificação par melhor empacotamento dos agregados, controle de forças endotérmicas e adição das fibras de alumínio que serão utilizadas como pontes condutoras de energia térmica. A interface da fibra de alumínio com a pasta de cimento possibilita maior velocidade e capacidade na transferência de energia, devido as ligações metálicas covalentes dos elétrons livres contidos na estrutura atômica da alumina.

Em sua microestrutura, a pasta de cimento mais densa, devido aos finos utilizados, possibilitam maior formação de C-S-H, aumentando sua resistência mecânica e durabilidade. (Neville, 1997)<sup>[12]</sup>.

A densidade da matriz proporciona à argamassa mais resistência à penetração de cloretos e ao ataque por sulfatos. Também permite o controle da reação álcali-sílica, devido à redução na mobilidade dos álcalis. Porém, poderá haver reações que resultem expansão, durante a mistura e estado fresco da argamassa, devido à concentração dos aluminosos das fibras, principalmente quando os teores ultrapassarem à 10 [%] em relação ao volume total.

A (Tabela 02) demonstra os resultados das caracterizações, tensões e deformações dos agregados e argamassa utilizados no estudo:

Tabela 02 – Ensaios dos agregados, realizados no Lab. Materiais – DCC – CTU - UEL - Set/2013.

Agregados -Tipo de ensaio	Resultados
Granulometria (NBR/NM 248:2003)	#2,60mm - 35,0 [%] #1,30mm - 35,0 [%] #0,075mm - 30,0 [%]
Massa Específica - (NBR/NM 52:2009)	2,94kg/ [dm <sup>3</sup> ]
M. Unitária Agreg. - (NBR/NM 45:2006)	1,76kg/ [dm <sup>3</sup> ]
Absorção - (NBR/NM 30:2000)	6,5 [%]
M. Pulverulento - (NBR NM 46:2003)	19,9[%]
M. Unit. Traço - (NBR/NM 45:2006)	2,29g/ [cm <sup>3</sup> ]
Ensaios com a argamassa durante moldagem dos corpos de prova	
Consistência - (NBR 7211:2009)	17±1,0 [cm]
Ensaio dos corpos de prova aos 28,0 dias.	
Res. Comp. Axial - (NBR 5739:2007)	3,8 [MPa]
Res. C. Diametral - (NBR 7222:2010)	4,2 [MPa]

O alumínio como metal mais reciclado no mundo (ABAL, 2007)<sup>[13]</sup>, é extraído da bauxita que é uma mistura de gibbsita, diásporo e boehmita com: 50 [%] a 70 [%] de Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, 0 a 25 [%] de Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>; 12 a 40 [%] de H<sub>2</sub>O, 2 a 30 [%] de SiO<sub>2</sub> além de TiO<sub>2</sub>, V<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, é transformada a alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), gerador de alto volume de resíduos no processo siderúrgico de fusão, como a lama vermelha, No entanto, o flandres após seu uso, pode ser finamente dividido e adicionado a argamassa, sem gerar resíduos, utilizando processo mecânico de moinho de facas rotativas, sendo considerado um subproduto para adição na argamassa.

Segundo Matthews & Rawlings<sup>[14]</sup>, a eficiência máxima das fibras é obtida quando grande parte do carregamento é transferido para as mesmas, e principalmente, quando o processo de ruptura é dominado pelas fibras e não pela matriz. Essa observação também é considerada quando, essas fibras também são utilizadas como condutores de energia.

Como exemplo as fibras de carbeto de silício (SiCf) são materiais candidatos em potencial para utilização em sistemas de proteção térmica em altas temperaturas devido principalmente à boa condutividade térmica na direção da fibra e muito baixa condutividade térmica na direção transversal à fibra, alta dureza, estabilidade térmica e à corrosão por oxidação, (Florian, 2005)<sup>[15]</sup>.

A relação de adesão interfacial (matriz/fibras), as características termofixas ou termoplásticas podem ser modificadas com o uso de agentes acopladores inibindo barreiras para propagação de energia entre as interfaces das fibras e matriz, na obtenção de compósitos com matriz de cimento, (Mehta, P. K.; Monteiro, 1993)<sup>[16]</sup>.

Essas fibras foram produzidas com os resíduos de cavado de usinagem mecânica, coletadas em processo de triagem para não haver contaminação por outros tipos de metais. Posteriormente em centrifuga, foram enxaguadas utilizando sistema fechado de água para remoção do lubrificante exigido durante a usinagem da peça. Tal procedimento também remove o pó de alumínio gerado durante a trituração em moinho de facas alternadas e inibe a expansividade da argamassa no estado fresco.



(Fig 01) - Fibras de alumínio adicionadas à argamassa ( $\varnothing = 0,2$  e  $L = 20,0$  [mm]) Razão de aspecto – 60.



(Fig 02) – Aspecto da argamassa com as fibras de alumínio.



(Fig 03) – Vibroprensa utilizada para modelagem dos corpos de prova.

O alumínio, quando adicionado na forma de pó à argamassa, encontra um meio básico e vai reagir com a cal e libertar hidrogênio. O hidrogênio libertado fica aprisionado na argamassa, fazendo com que expanda, diminuindo sua densidade, (Gonçalves, 2011)<sup>[17]</sup>.

## Materiais e Método

Os resultados apresentados foram ensaiados no Laboratório de Aglomerantes do Departamento de Construção Civil do Centro de Tecnologia e Urbanismo (CTU), da Universidade Estadual de Londrina - UEL/Brasil.

O estudo enfoca o princípio físico de condutividade térmica como propriedade isotrópica e homogênea, considerando a argamassa como material uniformemente constituído.

O fluxo de calor foi gerado no sentido radial à fonte com intensidade entre 1,0 e 2,0 [W/m<sup>2</sup>] e gradiente de temperatura entre 20 [°C] e 36 [°C]. As determinações foram coletadas a cada minuto, durante 30 minutos. A fonte geradora de calor inserida no centro de massa do corpo de prova, através de uma resistência tubular de 40,0 [W] e 12,0 [V] com  $\varnothing = 10,0$  [mm] e  $L = 50,0$  [mm]. A transferência de calor foi medida por Termopares do tipo k, distantes 40,0 [mm] do centro da resistência, considerando o aumento da temperatura em relação ao tempo transcorrido. Foram desprezadas as duas primeiras e últimas determinações.

Os equipamentos e corpos de prova foram manipulados seguindo NBR 15.220:2003 – - (ABNT/CB-02) - Comitê Brasileiro de Construção Civil seguindo princípios determinados para avaliar - Desempenho Térmico de Edificações - Parte 4: Medição da Resistência Térmica e da Condutividade Térmica pelo princípio da Placa Quente Protegida, para propriedades de transferência de calor na argamassa com fibras de alumínio com incerteza de medição menor do que 2 [%] e um grau repetitivo maior do que 3 [%].

Segundo (SANTOS, 2005)<sup>[18]</sup>, para determinar a difusividade térmica minimiza-se uma função erro, definida pelo quadrado da diferença entre a temperatura experimental e a numérica. A temperatura numérica é obtida pela solução da equação da difusão unidimensional em coordenadas cilíndricas utilizando o Método de Diferenças Finitas com formulação explícita.

A condutividade térmica alta tem capacidade de armazenamento de calor baixa. Para os materiais de construção mais comuns, o valor da difusividade térmica é na faixa de  $5 \times 10^{-7}$  [m<sup>2</sup>/s]. Esse método também permite avaliar a difusividade do material que é alta para materiais de efusividade térmica é caracterizada pela facilidade com que o calor pode ser absorvido pela superfície do material.

Na formulação matemática do método do fio quente, também é assumida por ser uma fonte de calor ideal com (massa = 0 e, portanto com capacidade térmica = 0), infinitamente longa e fina (diâmetro = 0), a qual é circundada até o infinito pelo material cuja condutividade térmica pretende-se determinar.

Esta hipótese implica que o transiente de temperatura que é registrado pelos termopares, no ponto de medida durante o experimento, não pode ser alterado pelo fato da amostra real ter dimensões finitas. Ao passar uma corrente elétrica constante através do fio, uma quantidade constante de calor, por unidade de tempo e por unidade de comprimento, é liberada pela fonte e vai se propagar através do material. Essa propagação de calor num meio infinito gera, no material, um campo transiente de temperaturas.

Na prática, a fonte teórica linear é aproximada por uma resistência elétrica e o sólido infinito é substituído por uma amostra finita. Assim sendo, o ensaio utilizou a capacidade térmica da resistência em contato com a amostra considerando um tempo mínimo e um tempo máximo a serem utilizados nas medições da elevação de temperatura pela seguinte equação;

$$\Phi = [K.A.(T_2-T_1)] \quad (\text{Eq. 01}) - \text{Lei de Fourier.}$$

Onde:

**K** = Coeficiente de condutibilidade térmica

**S** = Área do material

**T<sub>2</sub>-T<sub>1</sub>** = Diferença de **temperatura** entre as duas faces

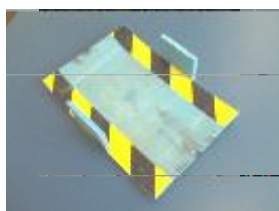
**e** = Espessura do material

**φ** = Fluxo de **calor**

**Arranjo dos Corpos de Prova.** Os corpos de prova na forma prismática nas dimensões de (230,0x114,0x65,0 [mm<sup>3</sup>]) foram submetidos a ensaios com os seguintes equipamentos.



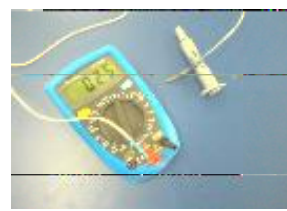
(Fig. 06) Fonte de energia elétrica de 3,0 [A] e 12,0 [V].



(Fig. 07) Receptáculo térmico em EVA, e = 1,00 [cm].



(Fig. 08) Resistência elétrica tubular, Ø=10,0 [mm] e 40 [W]/12 [V].



(Fig. 09) Multímetro com termopares e pasta dissipadora com prata.

**Dosagem.** A dosagem da argamassa se deu em uma mistura homogênea entre agregados miúdos de basalto, aglomerantes inorgânicos e água, contendo adições de fibra de alumínio, com propriedades de aderência e endurecimento, especificada na NBR13529:1995 e formato e resistência da NBR 9781:1987 para as peças pré-moldadas.

A proporcionalidade dos materiais constituintes da argamassa é expressa em massa, tomando-se como referência o cimento, contidos na (Tabela 03);

TABELA 03 – Traço utilizado nos ensaios.

<b>Traço (1: 3)</b>
Basalto # entre 2,6mm e 1,3mm (70% - quarteado em 50% de cada) e 30% de 0,075mm (Filer) - Teor de fibras; 0%, 10% e 20% - Hidratação; 18% (Massa total)
Materiais: Cimento/Finos de Basalto/Fibras de Alumínio/Água.

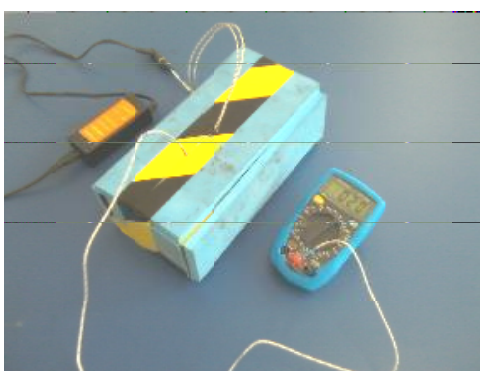
Os ensaios com os corpos cilíndricos de prova foram realizados aos: 01, 07, 14 e 28 dias, curados em câmara úmida com temperatura controlada em 24°C. Para a moldagem, foram utilizados moldes partidos (Frasson Jr., 2000)<sup>[19]</sup>, os quais permitem a retirada imediata dos corpos de prova.

Foram ensaiadas as características dos agregados para determinar do traço: Análise granulométrica, módulo de finura [MFA], o consumo de cimento por [m³], consistência, teor da pasta de cimento e razão de aspecto, na forma das fibras.

Os corpos de prova, receberem modelagem e preparação para ensaio de transferência de calor, utilizando teores de fibras com: 0, 10,0 e 20,0 [%].

Os valores de condutividade térmica foram avaliados no intervalo de temperatura entre 20 [°C] e 36 [°C]. Com a linha de tendência traçada foi possível determinar os índices de transferência de calor e capacidade calorífica volumétrica da argamassa.

A (Fig. 03) demonstra o revestimento do corpo de prova com espuma vinílica acetinada (EVA) com espessura de 1,0 [cm].

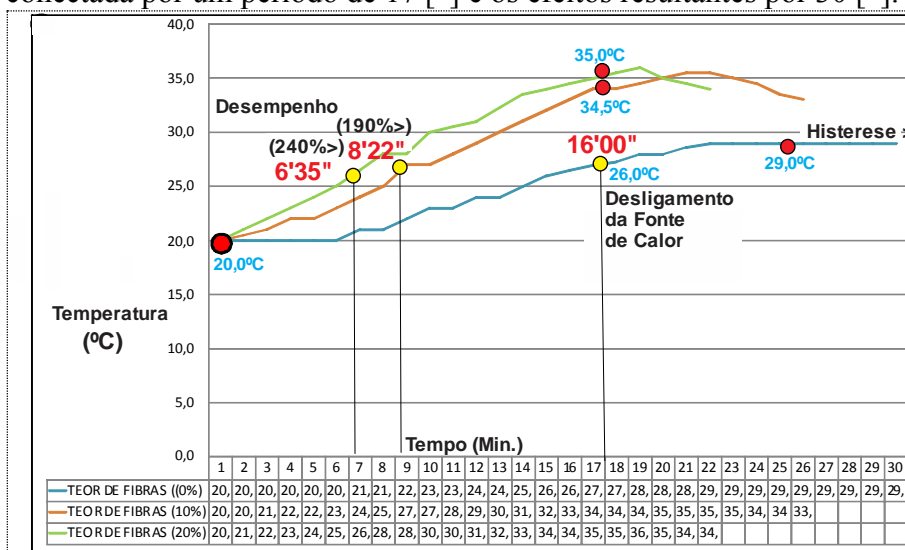


(Fig. 03) - Arranjo experimental, utilizando fonte de calor constante e multímetro Minipa ET 1400 .

## Resultados e Discussão

Os resultados demonstraram a importância de se considerar; fator de forma, a escala, geometria e teores de fibras no traço, pois interferem diretamente no desempenho de transferência de energia térmica e resistência a tensões na argamassa.

Os resultados das análises de transferência de calor estão demonstrados no (Gráfico 01), onde a fonte permaneceu conectada por um período de 17 ["] e os efeitos resultantes por 30 ["]].



(Gráf. 01) - Resultados obtidos, com fonte constante de calor.

## Conclusão

Após análise comparativa entre argamassas sem e com adição de fibras de alumínio, concluiu-se que a argamassa sem fibras tem 1,90 vezes menos condutividade térmica em relação à argamassa com teor 10 [%] e 2,40 vezes menos condutividade térmica em relação a argamassa com 20,0 [%] do teor de fibras de alumínio.

O aumento da velocidade no transiente de temperatura se deu através das ligas metálicas das fibras de alumínio.

A capacidade calorífica do basalto com a matriz.

Essa capacidade de transferência de calor possibilitou uma aceleração 2,4 vezes maior com teores de fibras na faixa de 20 [%], porém os ensaios demonstraram que essa velocidade não é proporcional aos teores de fibras de alumínio acrescentadas na argamassa, pois o ganho na transferência de calor, mesmo tendo dobrado o índice de fibras de alumínio, aumentou apenas 20,42% em relação ao teor de 10 [%].

. Observou-se ainda que com o teor de 10 [%] de fibras, a histerese ou a capacidade calorífica de a argamassa armazenar calor é maior. Após o desligamento da fonte de calor à dissipação da energia foi menor e permaneceu armazenada na argamassa sem fibras. Essa capacidade oferece maior oportunidade na troca de calor com o sistema hidráulico embutido através da condução e convecção. Menores teores de fibras oferecem melhores capacidades reológicas durante na mistura da argamassa com menos incorporação de ar e hidratação devido a menor área de superfície das fibras. Em estudos futuros, o sistema hidráulico em polipropileno embutido nas placas pré-moldadas com essa argamassa, poderá interagir como sistema híbrido, através de células fotovoltaicas translúcidas instaladas na face de exposição a radiação solar, interligadas em série.

## Referências

[1] Hota, M., McGuiggan, R. - The Relative Influence of Consumer Socialization Agents on Children and Adolescents: Examining the Past and Modeling the Future - University of Western Sydney, Australia – 2.000.

[2] Nolasco, Adriana M. e Agnesini, Marcos V. C., – V Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, 2003 - SÃO PAULO.

[3] Goldemberg, José e Lucon, Oswaldo - Energia e meio ambiente no Brasil – Instituto de eletrotécnica e energia – 3ª Edição – 2007 – Brasil.

[4] Ângulo, Sérgio Cirelli (1); Zordan, Sérgio Edurado (2); John, Vanderley Moacyr (3) Desenvolvimento Sustentável e a Reciclagem de Resíduos na Construção Civil – 2001.

Departamento Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica. – EPUSP - São Paulo - Brasil.

[5] Lintz a, R. C. C.(1), Jacintho., A. E. P. G. A.(2), Pimentel, L. L., Barbosa, L. A. Gachet(3) - Estudo do Reaproveitamento de Resíduos de Construção em Concretos Empregados na Fabricação de Blocos - Revista IBRACON de Estruturas e Materiais/Abril/2012.

(1)[rosacclintz@ft.unicamp.br](mailto:rosacclintz@ft.unicamp.br) - (2)[ana@puc-campinas.edu.br](mailto:ana@puc-campinas.edu.br) - (3)[gachet@ft.unicamp.br](mailto:gachet@ft.unicamp.br)

[6] Guimarães, P. T. Cícero - FONTES RENOVÁVEIS DE ENERGIA – Edição Digital – COPEL – 2012.

[7] Marques, Ricardo Licínio Moreira da Rocha Pereira - Avaliação da Viabilidade de Colectores Híbridos Fotovoltaicos e Térmicos para Aplicação ao Aquecimento de Águas e Micro-Geração de Electricidade - Relatório da Dissertação do MIEM - Orientador na FEUP: Prof. Armando Oliveira – Porto – Portugal – 2008.

[8] Cincotto, Maria Alba, – Utilização dos subprodutos e Resíduos da Indústria da Construção Civil, in: Tecnologia das Edificações – São Paulo – PINI – 1988.

- [9] Martins Neto, José Henrique e Santos, Marco Aurélio Bernardes dos, - I Congresso Brasileiro de Eficiência Energética, 2005. V – CNPq - 2005.
- [10] Yannas, S E Maldonado, e., eds. PASCOOL 1995) - Handbook - Designing for summer comfort. Architectural Association Graduate School, Londres, Cap. 4: Thermal Inertia - 1995.
- [11] Silva Filho, L. C. P. – Durabilidade do concreto à ação de sulfatos: análise do efeito da permeação da Água e da adição de micro sílica –Porto Alegre – 1994 -143p. –  
Dissertação de Mestrado: Curso de pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- [12] Neville, A. M., Propriedades do Concreto, Editora Pini, 2º ed., pp.828, 1997.
- [13] ABAL – Relatório de Sustentabilidade da Indústria do Alumínio 2006/2007.
- [14] Matthews, F.L., Rawlings, R.D., - *Composite Materials: Engineering and Science*, London, Chapman and Hall, 1994.
- [15] M. Florian<sup>1</sup>, L. E. Carvalho<sup>1</sup>, K. Iha<sup>1</sup>, M. L. A. Graça<sup>2</sup>, C. A. A. Cairo<sup>2</sup>  
<sup>1</sup>Depto. de Engenharia Aeronáutica e Mecânica - ITA - CTA  
Pça. Mal. Eduardo Gomes 50, S. José dos Campos, SP 12228-901  
<sup>2</sup>Divisão de Materiais - Instituto de Aeronáutica e Espaço - CTA  
Pça Mal. Eduardo Gomes, 50, S. José dos Campos, SP 12228-904  
Compósitos SiCf /SiC utilizados em sistemas de proteção térmica
- [16] Mehta, P. K.; Monteiro, P. J. M. - Avaliação das Propriedades Reológicas Pastas Auto-Adensável - 1ª. ed. São Paulo: PINI. 573 p. 1994.
- [17] Gonçalves, B. J. S. - Formulações de argamassas controladoras de umidade ambiente - Universidade de Aveiro - Departamento de Engenharia Cerâmica e do Vidro - 2011.
- [18] SANTOS, Wilson N. dos., - Aplicação da Técnica de Fio Quente na Determinação das Propriedades Térmicas de Polímeros Fundidos – Departamento de Engenharia de Materiais - UFSCAR – 2005.
- [19] FRASSON JÚNIOR, A. F. (2000). Metodologia de dosagem e controle do processo produtivo de blocos de concreto para a alvenaria estrutural. 146p. Florianópolis.  
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina.





## Aplicabilidade de um Solo Argiloso Reforçado com Fibras de Coco em Obras Geotécnicas

BOLAÑOS Rafael Eduardo Zaccour<sup>1, a</sup> e CASAGRANDE Michéle Dal Toé<sup>2, b</sup>

<sup>1,2</sup>Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro,  
Rua Marquês de São Vicente, 225, Gávea, Rio de Janeiro – 22.451-900, Brazil

<sup>a</sup>rafa.ezb@gmail.com, <sup>b</sup>michele\_casagrade@puc-rio.br

**Palavras-chave:** Fibras naturais, fibras de coco, solos reforçados, sustentabilidade, ensaios triaxiais.

**Resumo:** Apresenta-se o estudo experimental do comportamento de um solo argiloso reforçado e não reforçado com fibras de coco verde (resíduo proveniente do consumo da água de coco), através da realização de ensaios de caracterização, compactação e de ensaios triaxiais isotropicamente drenados. A fibra de coco utilizada foi obtida por processo mecânico na empresa ECOFIBRA, que possui uma parceria com a Companhia de Limpeza Urbana da cidade do Rio de Janeiro (COMLURB) em projeto piloto de coleta seletiva das casca de coco verde. O material recebido foi cortado no comprimento aproximado de 2cm, enquanto que o seu diâmetro não é constante, por tratar-se de uma fibra natural. Busca-se estabelecer padrões de comportamento que possam explicar a influência da adição da fibra de coco verde, relacionando-a com os parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformação do solo. Os ensaios foram realizados em amostras compactadas na densidade máxima e umidade ótima, com teores de fibra nas proporções de 0,5%, 0,75%, 1%, 1,25% e 1,5%, em relação ao peso seco do solo. Comprova-se a existência de um incremento na resistência ao cisalhamento das misturas solo-fibra, uma vez que se observou um expressivo aumento da coesão das misturas, além de um discreto aumento do ângulo de atrito, em comparação aos dados obtidos para o solo puro. Os resultados mostraram-se satisfatórios para aplicação do solo reforçado com a fibra de coco em camadas de aterros submetidos a carregamentos estáticos, tais como aterros sanitários e aterros sobre solos moles, dando uma destinação sustentável a esse resíduo.

### Introdução

Um dos muitos desafios dos engenheiros geotécnicos é garantir, através de um projeto de engenharia, que um determinado solo resista mecanicamente às solicitações estimadas. Muitas vezes, tais solicitações estão além da capacidade de resistência do solo sobre o qual se quer construir e então, é necessário que ocorra algum tipo de intervenção.

Dentre as opções de intervenção com a qual os engenheiros geotécnicos têm à disposição, podemos citar a possibilidade de remover o material existente no local e substituí-lo por outro com características adequadas ou, modificar e melhorar as propriedades do solo existente por meio de compactação mecânica, estabilização por processos químicos ou também, a adição de algum elemento de reforço, tais como geotêxteis, grelhas, tiras, fibras.

A introdução de um elemento reforço como tiras ou fibras resulta em um material conhecido como compósito, na verdade, trata-se da união de dois matérias com propriedades distintas (o solo e o elemento de reforço), que juntas, adquirem propriedades distintas das propriedades de seus constituintes individualmente [1].

Os compósitos formados por solo e fibra tem sido muito estudados em diversas regiões do planeta. Em geral, as fibras contribuem para o aumento da resistência do compósito, uma vez que lhe confere um aumento de tenacidade (capacidade de resistir à propagação de fissuras pré-existentes),

fazendo com que assim, o material apresente uma maior resistência à esforços de tração [2].

O coco verde, habitualmente vendido em cidades praianas para consumo de sua água, possui a maior parte de seu volume e peso concentrado em sua casca. Essa casca, conhecida pelo nome de mesocarpo é na verdade composta por fibras que vem sendo empregadas cada vez mais em diversas finalidades. A figura 1 exemplifica as diferentes partes do coco.

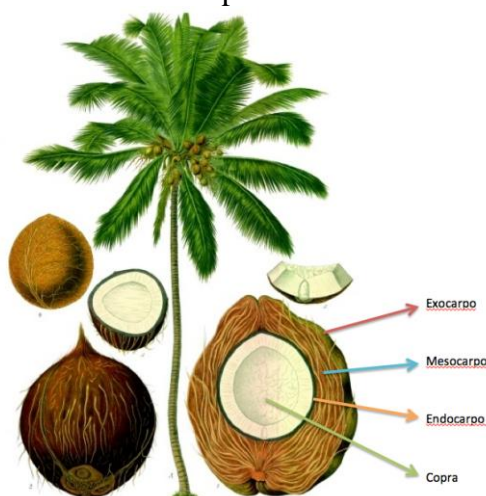


Figura 1 – Corte longitudinal do coco

O consumo do coco verde vem crescendo ano após ano, e como isso, cresce também a quantidade de resíduo gerado com seu comércio. Estima-se que na cidade do Rio de Janeiro, entre 1,1% e 3,4% do resíduo sólido urbano é composto por cascas de coco verde [3], o que representa um grande impacto nos aterros sanitários.

Como resposta a essa questão, a Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro vem realizando um Projeto Piloto de coleta seletiva Coco Verde, coordenado pela Secretaria de Meio Ambiente da Cidade do Rio de Janeiro (SMAC) e com a participação da Companhia de Limpeza Urbana (COMLURB) e da Secretaria de Conservação e Serviços Públicos (SECONSERVA) que realiza a segregação, coleta e a entrega à empresa ECOFIBRA, para beneficiamento da fibra da casca de coco verde e seus derivados [4].

A fibra de coco apresenta propriedades mecânicas modestas, quando comparadas a fibras sintéticas utilizadas em diversos compósitos, incluindo aplicações em reforço de solos. Entretanto, essa fibra possui um baixo custo de produção e gasto de energia, e seu emprego como material de reforço implica numa diminuição da geração de resíduos nas cidades. Tal fato, é a justificativa para se determinar a viabilidade do uso deste material como elemento de reforço. O objetivo deste trabalho foi estimar a influência desta fibra no incremento de resistência ao cisalhamento de solo submetidos a carregamentos estáticos. Todavia, cabe lembrar que por se tratar de uma fibra natural, e por tanto, passível de sofrer com a decomposição ao longo do tempo, é necessário que se realizem estudos para se encontrar formas de proteger este material da decomposição química e biológica, de forma que a fibra de coco possa, eventualmente, ser empregada não só em obras temporárias, mas também, em obras permanentes.

## Programa Experimental

Para a realização dessa pesquisa utilizou-se um solo maduro, coluvionar, argilo-arenoso, coletado no Campo Experimental II, localizado no campus da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

Este solo possui características de tonalidade vermelha amarelada, textura micro-granular e aspecto homogêneo, sendo constituído basicamente por quartzo, granada alterada, argilominerais (essencialmente caulinita) e óxidos de ferro e alumínio, como produto do intemperismo dos minerais primários da biotita gnaiss.

**Fibras de Coco.** As fibras de coco utilizadas nessa pesquisa são provenientes da ECOFIBRA,

empresa responsável pelo beneficiamento da casca do coco verde. As fibra de coco vieram secas, soltas e com comprimentos que variavam entre 8cm e 25cm aproximadamente (Fig. 2).

Utilizando tesouras e gabaritos, as fibras foram cortadas com um comprimento de 2cm, podendo haver uma variação de até 2mm, para mais ou para menos. Não se pode precisar o diâmetro das fibras utilizadas, já que existe uma variação muito grande de fibra para fibra e até mesmo em uma mesma fibra ao longo de seu comprimento.



Figura 2 – Fibra de coco beneficiada

**Preparação das amostras.** Foram ensaiados 5 diferentes teores de fibra, misturados ao solo de forma aleatória, cujos valores foram de 0,5%, 0,75%, 1,0%, 1,25% e 1,5%, além de ter havido ensaios com o solo puro (Fig. 3). As misturas foram calculadas com respeito à massa total do solo seco. As misturas foram feitas primeiramente para o ensaio de compactação, no qual se deseja descobrir a umidade ótima de cada mistura.



Figura 3 – Mistura solo-fibra

Uma vez conhecida a umidade ótima, através da curva de compactação, este valor é adotado como umidade utilizada para elaborar a mistura destinadas para a confecção dos corpos-de-prova a serem usados nos ensaios triaxiais CID.

**Ensaio de compactação.** Os ensaios de compactação foram realizados com o intuito de se determinar a umidade ótima de compactação ( $w_{ót}$ ) e o peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{dmáx}$ ) dos materiais e das misturas. Foram realizados segundo as diretrizes da norma NBR 7182 da ABNT, utilizando-se a energia de compactação Proctor Normal e adotando o reuso de material.

**Ensaio Triaxiais CID.** Os ensaios triaxiais realizados no presente trabalho são do tipo Consolidado Isotropicamente Drenado (CID) e foram executados no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio.

**Resultados e Análises**

**Densidade Real dos Grãos (Gs).** A densidade real dos grãos (Gs) do solo ensaiado foi encontrada através da média obtida em quatro ensaios, tendo havido uma variação de 1,2 %. O resultado encontrado foi um Gs de 2,72.

**Limites de Atterberg.** Seguindo as normas NBR 6459/1984 – Determinação do Limite de Liquidez e NBR 7180/1984 – Determinação do Limite de Plasticidade, obteve-se para o Limite de Liquidez (LL) e para o Limite de Plasticidade (LP), respectivamente, os valores de 54% e 38%. O índice de plasticidade (IP), definido como a diferença entre os valores do Limite de Liquidez e do Limite de Plasticidade, foi de 16%.

**Análise Granulométrica.** O ensaio de análise granulométrica do solo argiloso (Fig. 4) forneceu um comportamento comparável com o obtido em pesquisas precedentes. Assim, para amostras situadas em profundidades parecidas as porcentagens de material passantes na peneira #200 e retidas nesta, são parecidas. O solo argiloso coluvionar da campo experimental da Puc é classificado como CH, sendo a uma argila arenosa.

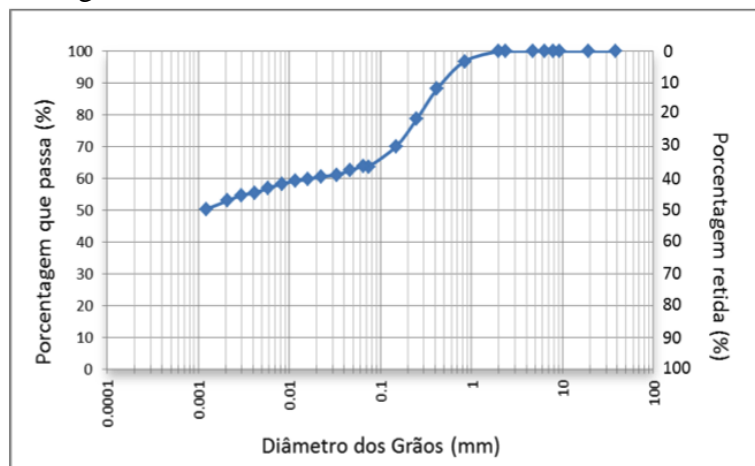


Figura 4 – Curva granulométrica do solo

**Ensaio de Compactação.** A curva de compactação Proctor Normal do solo puro e das misturas solo-fibra (Fig. 5) foi elaborada a fim de se conhecer a umidade ótima de cada mistura.

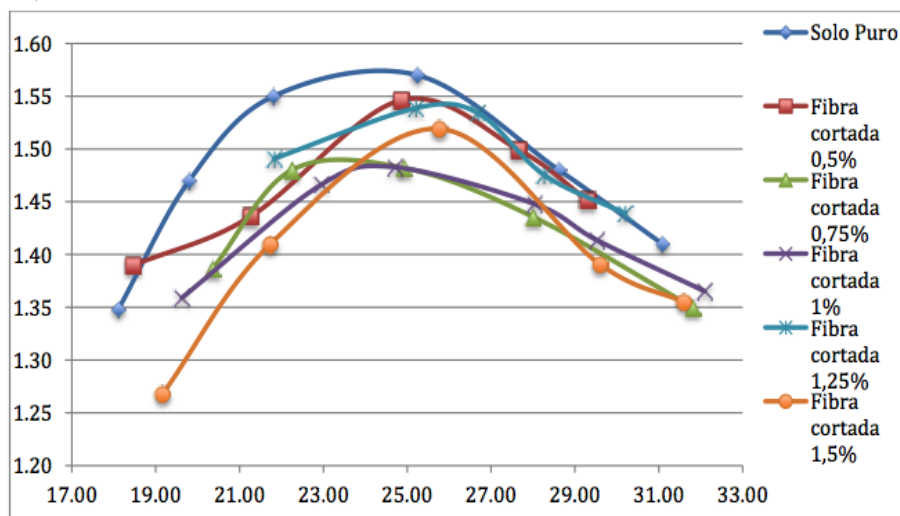


Figura 5 - Curva de compactação do solo puro e das misturas solo-fibra

Pode-se perceber que a inclusão das fibras diminui a densidade da mistura com respeito ao solo puro, contudo, não foi possível estabelecer uma relação direta entre o aumento do teor de fibra e a diminuição da densidade, quer dizer, uma amostra com um maior teor de fibra não é necessariamente menos densa que uma amostra com um menor teor de fibra.

Também não é possível estabelecer uma relação direta entre a variação do teor de fibras e o valor da umidade ótima. A amostra compactada com 0,75% de teor de fibra apresentou uma umidade ótima inferior a do solo puro, a amostra com 1,0% de fibra apresentou uma umidade ótima similar a do solo puro e as demais amostras apresentaram umidades ótimas maiores que a do solo puro. Os valores de densidade máximas encontradas para as fibras varia entre 1,48 e 1,55, ou seja, entre 0,02 e 0,09 a menos que a densidade máxima do solo puro, enquanto a umidade ótima para essas misturas variam entre 23% e 26%, ou seja, 1,5% a mais e a menos do que a umidade ótima do solo puro.

**Ensaio Triaxiais CID.** Foram moldados três corpos de prova para o solo puro e três para cada mistura solo-fibra (Fig 6), compactados com a umidade ótima e ensaiados no equipamento triaxial do Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio. O tipo de ensaio triaxial realizado foi o Consolidado Isotropicamente Drenado (Fig 7), a partir dos quais se obteve os valores de tensão desviadora ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) e de deformação, para diferentes valores de tensão de confinamento (50kPa, 150kPa e 300kPa).



Figura 6 – Corpo-de-prova antes do ensaio

A partir dos resultados obtidos, e utilizando as definições de  $p'$  e  $q'$ , foram feitas as trajetória de tensões, de onde se pode extrair os parâmetros de resistência  $a'$  e  $\alpha'$ , e que com os quais, pode-se determinar os parâmetros do critério de mohr-coulomb  $c'$  e  $\phi'$ .

As curvas de tensão desviadora x deformação axial e de variação volumétrica x deformação axial para as tensões confinantes de 50kPa (Fig. 8), 150kPa (Fig. 9) e 300kPa (Fig 10) apresentam informações relevantes a respeito do comportamento do solo reforçado com a fibra de coco.

As amostras reforçadas com fibra apresentaram um comportamento dúctil, não sendo observado um pico de ruptura nos gráficos tensão desviadora x deformação axial. Esse comportamento pode ser explicado pelo fato das fibras trabalharem evitando a propagação das fissuras que surgem na amostra a medida que esta vai sendo cisalhada. Devido a ausência de um pico de ruptura, com o qual se poderia determinar os valores finais de  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , e assim, elaborar as trajetórias de tensão, optou-se por usar os valores de tensão obtidos em todos os ensaios, para uma deformação axial de 15%. Assim, os valores dos parâmetros de resistência que serão apresentados a seguir, são referentes a essa deformação. A figura 11 apresenta a envoltória no diagrama  $p' \times q'$ , para o solo puro e das cinco misturas de solo-fibra. Pode-se perceber que dentre todas as amostras testadas, a que apresentou parâmetros de resistência mais modestos foi a do solo puro, enquanto que a amostra com 1,5% de teor de fibra (o maior teor ensaiado) apresentou os resultados mais expressivos. A tabela X abaixo exhibe os valores dos parâmetros de resistência  $c'$  e  $\phi'$  obtidos.



Figura 7 – Ensaio triaxial isotropicamente drenado

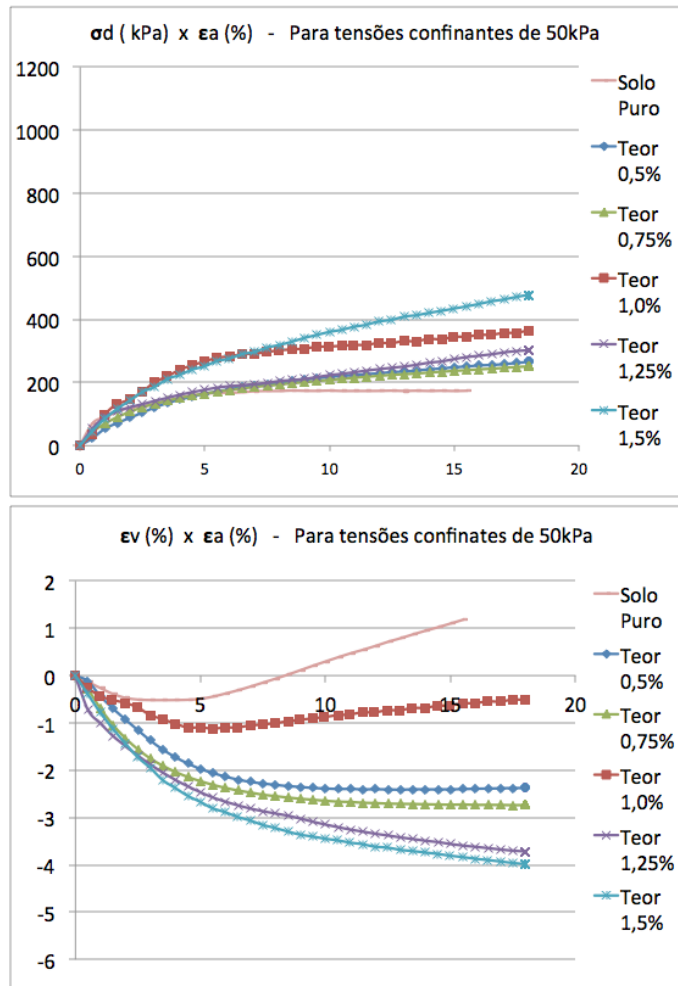


Figura 8 – Tensão desviadora x def. axial e Variação volumétrica x def. axial para tensão confinante de 50kPa.

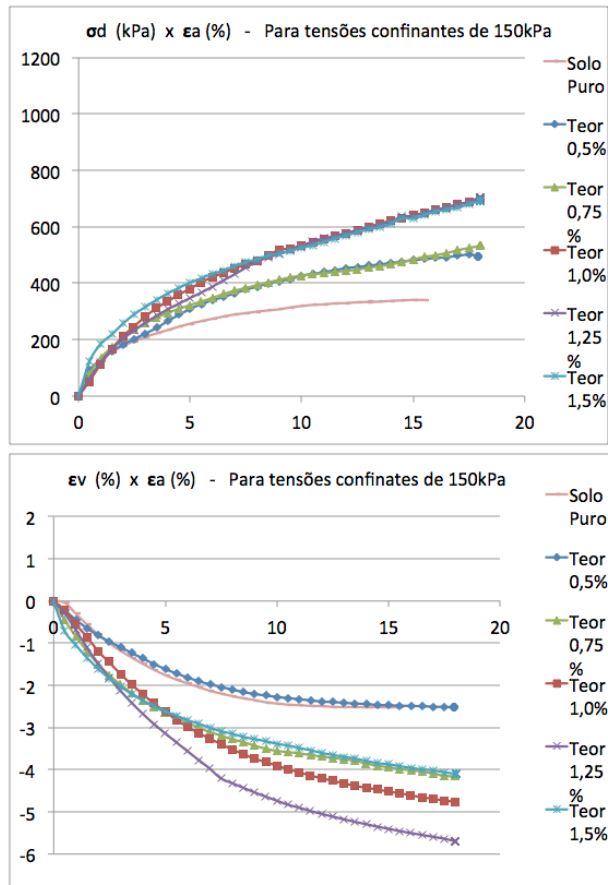


Figura 9 – Tensão desviadora x def. axial e Variação volumétrica x def. axial para tensão confinante de 150kPa

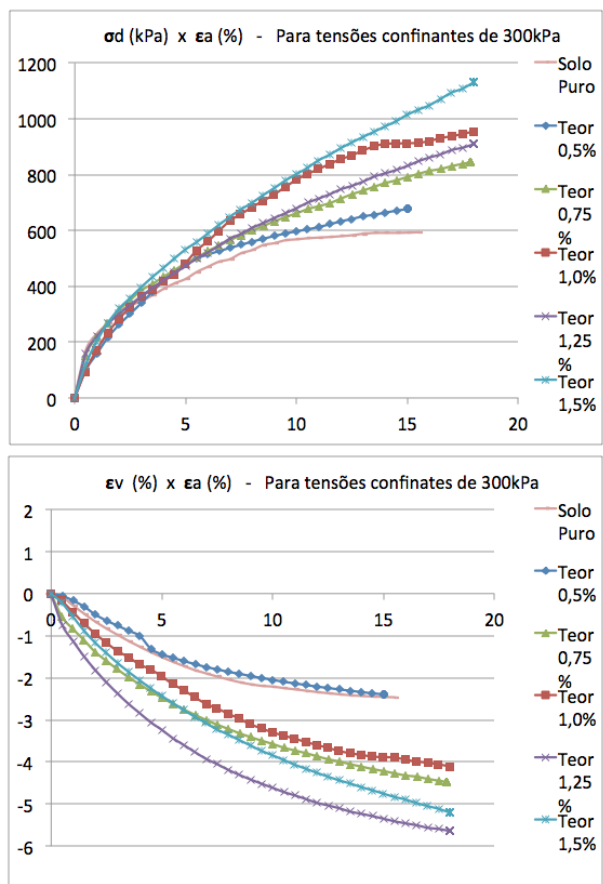


Figura 10 – Tensão desviadora x def. axial e Variação volumétrica x def. axial para tensão confinante de 300kPa



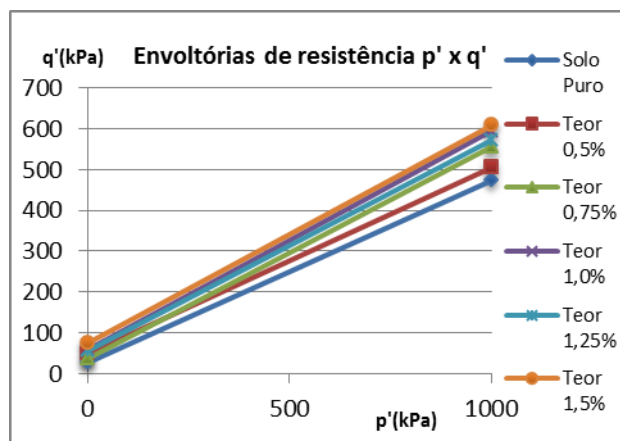


Figura 11 – Envoltórias  $p' \times q'$

Tabela 1 – Parâmetros de resistência  $c'$  e  $\phi'$  do solo puro e das misturas

TEOR FIBRA (%)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (graus)
0	29,83	25,17
0,5	54,37	25,69
0,75	42,10	28,48
1,0	67,77	29,47
1,25	63,69	28,45
1,5	86,08	29,39

## Considerações Finais

Os resultados obtidos com os ensaios de compactação e triaxiais isotropicamente drenados realizados permitiram que se chegasse a algumas conclusões a respeito das propriedades mecânicas do solo argiloso reforçado com fibras de coco verde.

Pode-se dizer que existe uma expectativa bem favorável quanto ao uso deste resíduo na constituição de um material geotécnico, tendo em vista a melhoria das propriedades mecânicas obtidas nessa pesquisa, quando comparadas ao solo puro.

Dentre as conclusões, podemos citar que baseado nos resultados dos ensaios de compactação, pode-se perceber uma redução do peso específico das misturas solo-fibra, com respeito ao solo puro. Os resultados sugerem que a inclusão das fibras aumenta discretamente a umidade ótima das misturas com as fibras.

Com respeito ao resultado dos ensaios triaxiais, estes demonstraram um bom potencial para o emprego deste material como reforço geotécnico. Dentre todos os teores testados, o teor mais alto (1,5%) foi o que apresentou os melhores resultados de resistência ao cisalhamento. As curvas tensão desviadora  $\times$  deformação axial unitária não apresentam picos de ruptura. O material apresenta um comportamento dúctil.

Observou-se um aumento de  $4^\circ$  no ângulo de atrito da mistura de 1,5% de teor de fibra, com respeito ao solo puro. Também notou-se um aumento bastante significativo na coesão do solo reforçado. O teor com 1,5% de fibra apresentou um aumento de 188% na coesão, em relação a amostra de solo puro. Embora não tenha havido uma linearidade com relação ao aumento do teor de fibra e as melhorias dos parâmetros de resistência do solo, pode-se afirmar que o aumento do teor de fibra aumenta a resistência do solo, para a faixa de porcentagem de reforço estudada.

Os resultados obtidos com essa pesquisa sugerem que a fibra de coco verde agrega um incremento significativo na resistência mecânica do solo e por tanto, tem grande potencial para ser utilizada como reforço geotécnico de baixo custo e com aspectos ambientalmente corretos, uma vez que se trata de um resíduo urbano abundante.

## **Referências**

- [1] BUDINSKI, K.G. Engineering materials, properties and selection. 5ed. New Jersey: Prentice Hall International, 653p., 1996.
- [2] TAYLOR, G.D. Materials in construction. 2ed. London: Longman Scientific & Technical, 284p., 1994.
- [3] PASSOS, P. R. A. Destinação sustentável de cascas de coco (Cocos nucifera) verde: obtenção de telhas e chapas de partículas. 2005. 166f. Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005.
- [4] DIAS, T. M. da S.; SILVA, B. de A. Potencial de uso da fibra de coco verde em pavimentação na cidade do rio de janeiro - seus benefícios para o meio ambiente. 18a rpu – reunião de pavimentação urbana são luís, ma, 2012.



## O uso de fibras de PET em placas de concreto armado sujeitas à flexão

MUÑOZ Rosana<sup>1,a</sup>, CARVALHO Lisa Sahadia de Oliveira<sup>2,b</sup>, LEITE Bárbara Ariela da Silva<sup>3,c</sup> e VELAME JÚNIOR Roberto Brito<sup>4,d</sup>

<sup>1</sup> Rua Caetano Moura, 121, Federação, 40210-905, Salvador, Bahia, Brasil

<sup>2</sup> Rua Caetano Moura, 121, Federação, 40210-905, Salvador, Bahia, Brasil

<sup>3</sup> Rua Caetano Moura, 121, Federação, 40210-905, Salvador, Bahia, Brasil

<sup>4</sup> Rua Caetano Moura, 121, Federação, 40210-905, Salvador, Bahia, Brasil

<sup>a</sup>munoz.rosana@gmail.com, <sup>b</sup>lisa\_sahadia@ig.com.br, <sup>c</sup>ariela\_milk@hotmail.com, <sup>d</sup>robertovelamejr@hotmail.com

**Palavras-chave:** Fibras, PET, Placas, Concreto, Flexão.

**Resumo.** A adição de fibras, com o intuito de obter melhor desempenho de características mecânicas dos concretos, têm sido frequente nos últimos quinze anos no Brasil. A partir da solicitação da Faculdade de Arquitetura da Universidade Federal da Bahia para substituição dos painéis *Wall Eternit* existentes no piso do mezanino que apresentavam comprometimento estrutural, foi desenvolvida a presente pesquisa, que visa analisar o comportamento à flexão de placas de concreto armado com adição de fibras de PET (*polietileno tereftalato*), obtidas a partir do reaproveitamento de garrafas de refrigerante. A opção por este material fundamentou-se no fato de ser reciclável e de difícil degradação, além de não reagir com os componentes do concreto. A importância deste trabalho baseia-se na verificação da melhoria de algumas características do concreto armado e na utilização de um material focado na sustentabilidade da Construção Civil. Após a realização prévia de ensaios laboratoriais dos materiais a serem utilizados e da determinação do traço, foram moldados corpos de provas e placas de concreto armado em tamanho original, com e sem adição de fibras de PET, sendo respectivamente submetidos a ensaios de compressão axial e flexão. Apesar de as resistências médias à compressão e flexão das placas com fibras terem sido semelhantes àsquelas sem fibras, as primeiras apresentaram melhor resultado em relação à fissuração, maior deformação, além de ruptura menos brusca.

### Introdução

O reforço de materiais de construção com fibras não é algo novo, visto que o homem percebeu o seu grande potencial há mais de 3000 anos. Há exemplos do uso de palhas em tijolos de argila, mencionado no Êxodo, e de crina de cavalo reforçando argamassas, descrito na Bíblia, além de relatos da utilização de misturas de solo com raízes de árvores, que faziam a função de fibras naturais, para construção de muros na Mesopotâmia e parte da Muralha da China. Adicionalmente, fibras minerais de amianto foram usadas para reforçar postes de argila, e, por volta do ano 1800, começaram a ser incorporadas na pasta de cimento para produzir o que se conhece como fibrocimento [1,2]. Entretanto, a adição de fibras para reforço do concreto é relativamente nova, vem sendo utilizada desde a década de 1960. No Brasil, o seu uso em escala comercial é ainda mais recente, datando do final da década de 90 [1].

As fibras podem ser naturais, como sisal, coco, bambu, bagaço de cana e dendê (vegetais), entre outras, e sintéticas: aço, vidro e polímeros, como polietileno, e outras. Podem também ser classificadas por tamanho, em curtas ou longas, e pela apresentação, em soltas, coladas, monofilamentos e fibriladas [3].

De acordo com a literatura, a adição de fibras melhora a tenacidade à flexão e propicia a redução da fissuração [4]. Neste sentido, mesmo em teores baixos como 0,45kg/m<sup>3</sup>, segundo Balaguru [5], o

acréscimo de fibras sintéticas promove redução na quantidade de fissuras. Para este autor, fibras longas e de menor módulo de elasticidade propiciam melhor desempenho em concretos. Padron e Zollo [6], pesquisando concretos e argamassas com reforços de fibras de polipropileno e acrílico, obtiveram, para o concreto, uma redução entre 18% e 23% na quantidade de fissuras. Há ainda outros relatos sobre a melhora de propriedades mecânicas dos concretos com o uso de fibras.

Esta pesquisa, realizada a partir da demanda da Faculdade de Arquitetura da Universidade Federal da Bahia (UFBA), localizada no Brasil, tem como tema a utilização de fibras em placas de concreto armado para uso em piso de mezanino, visando substituir as lajes existentes que se encontram em estado de degradação, como descrito na seção a seguir.

### As placas do mezanino da Faculdade de Arquitetura da UFBA

O edifício da Faculdade de Arquitetura da Universidade Federal da Bahia, localizado no bairro da Federação, em Salvador, capital da Bahia e primeira sede político administrativa do Brasil, foi construído em 1965, com projeto do arquiteto professor Diógenes Rebouças. De arquitetura moderna [7], a edificação foi ampliada em 1994, com a construção do mezanino em estrutura metálica (Fig. 1), onde estão localizados a secretaria, a diretoria, o colegiado e as salas dos departamentos do curso de Arquitetura e Urbanismo.



Figura 1: Mezanino da Faculdade de Arquitetura da UFBA

As lajes do piso do mezanino são constituídas por painéis *Wall Eternit*, formados por placas cimentícias CRFS (Cimento Reforçado com Fio Sintético) prensadas, de aproximadamente 5mm de espessura, dispostas mais externamente, e lâminas de madeira que envolvem a madeira laminada ou sarrafeada presente no interior (Fig. 2). Os painéis, cujas dimensões são 40mmx1200mmx2500mm, estão apoiados em estrutura metálica (Fig. 3), suportam uma carga de 5kN/m<sup>2</sup> e pesam 90kgf.

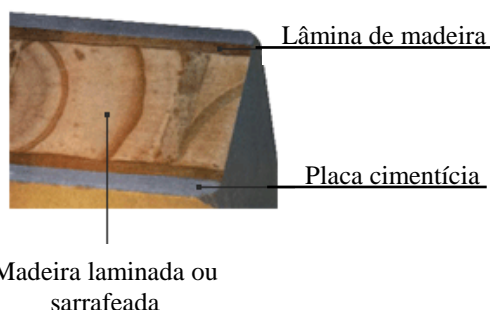


Figura 2: Constituição do painel *Wall Eternit*



Figura 3: Apoio dos painéis *Wall Eternit* em estrutura metálica

Atualmente, algumas peças, apesar de revestidas com emborrachado, apresentam-se com perda de função estrutural devido ao apodrecimento interno da madeira pela ação da umidade, oriunda da infiltração de água em épocas de chuvas, e pelo ataque biológico de térmitas (Fig. 4). Em algumas salas, os pisos encontram-se abaulados, como mostrado na Figura 5.



Figura 4: Apodrecimento interno do painel



Figura 5: Piso com abaulamento

Visando a substituição das lajes por outras que pudessem ser elaboradas pelos próprios alunos da Faculdade e com a utilização de matérias recicláveis, foram confeccionadas e testadas em laboratório placas de concreto armado com a adição de fibras de PET (*polietileno tereftalato*).

Diante do exposto, o objetivo deste trabalho é analisar o comportamento à flexão de placas de concreto armado com adição de fibras de PET, obtidas a partir do aproveitamento de garrafas de refrigerante. A opção por este material fundamentou-se no fato de ser reciclável, de baixo custo e de difícil degradação, além de não reagir com os componentes do concreto.

### O material PET

O *polietileno tereftalato*, ou simplesmente PET, chegou ao Brasil em 1988 e seguiu uma trajetória semelhante à do resto do mundo, sendo utilizado primeiramente na indústria têxtil. Somente a partir de 1993, passou a ter forte expressão no mercado de embalagens, notadamente para os refrigerantes. É bastante comum na indústria de tecidos e malhas (confeção de roupas), fabricação de carpetes e tapetes, forros e enchimentos, entre outros. Na engenharia civil, sua principal utilização é na forma de TNT (tecido não tecido) para mantas asfálticas e material para contenção de encostas [2], e mais recentemente como fibra para concretos [4].

O PET é um polímero termoplástico, da família dos poliésteres, de moderada resistência mecânica a impactos, elevada cristalinidade, alta rigidez, dureza e resistência ao calor [8]. Suas fibras possuem superfície hidrófuga, têm sinergia com matrizes cimentícias e podem apresentar-se em diversas geometrias [9]. O PET possui ainda baixo peso e pode ser 100% reciclável [10].

**Aspectos de sustentabilidade.** A reciclagem de embalagens plásticas preocupa a sociedade mundial, face ao crescente volume de utilização e às implicações ambientais inerentes ao seu descarte não racional pós-consumo. Os produtos confeccionados com PET, quando depositados em aterros, podem levar aproximadamente 400 anos para se degradar. Durante esse período, provocam uma diminuição da capacidade de percolação de gases e líquidos, resultando em um aumento no tempo necessário para a estabilização da matéria orgânica [8,11]. Trata-se, portanto, de um lixo urbano que pode causar grandes problemas à natureza, se não possuir uma destinação adequada. Adicionalmente, calcula-se que cada brasileiro descarta, em média, quarenta quilos de embalagens plásticas de refrigerantes ao ano e que, mundialmente, esse número chega a cinco milhões de toneladas por ano [2].

Passou, portanto, a ser necessário o desenvolvimento de técnicas de reciclagem, de forma a utilizar esse resíduo de difícil degradação para outros fins, após seu descarte. Os benefícios que podem ser alcançados com a reciclagem de PET, de acordo com Forlim e Farias [12] são: redução de volume de lixo nos locais de deposição de resíduos sólidos e melhoria nos processos de decomposição de matérias orgânicas nos mesmos; economia de energia elétrica e petróleo; e geração de empregos. Outros fatores comprovam as vantagens e as necessidades de reciclar esse material: pode ser reciclado várias vezes sem perda de qualidade do produto final; representa em média 17% da coleta

seletiva no Brasil; não pode ser incinerado, pois é um material altamente combustível, que libera gases residuais como monóxido de carbono, acetaldeído, benzoato de vinila e ácido benzóico; e sua reciclagem utiliza apenas 30% da energia necessária para a produção da resina virgem [2].

A reciclagem de PET, no Brasil, é uma atividade recente, do ponto de vista industrial. No ano de 2012, foram recuperadas 331 mil toneladas, segundo dados do 9º Censo da Reciclagem do PET no Brasil, divulgado pela ABIPET – Associação Brasileira da Indústria do PET [10]. A evolução histórica dessa reciclagem nos últimos dezanove anos é mostrada na Figura 6.



Figura 6: Série histórica do Censo da Reciclagem de garrafas de PET no Brasil  
Fonte: ABIPET [10].

Com esse resultado, o país atingiu um índice de reciclagem de 59%, mantendo-se posicionado entre os maiores recicladores de PET do mundo, superando os Estados Unidos e até mesmo a média registrada na Europa, ficando atrás apenas do Japão [13].

Além de todos esses fatores que confirmam as vantagens de se reciclar o PET, o governo garante às indústrias brasileiras que utilizam resíduo de plástico na fabricação de seus produtos o direito a um crédito presumido do Imposto sobre Produtos Industrializados (IPI) [14]. O objetivo do incentivo é estimular as indústrias a reciclar lixo plástico e, assim, indiretamente, gerar novos empregos na economia informal de coleta e revenda. Diante deste contexto, a utilização de fibras de PET na indústria da edificação seria uma excelente solução para a sustentabilidade da construção.

**A fibra de PET no concreto armado.** O concreto é um material que, após o processo de cura, apresenta alto índice de resistência à compressão, porém baixa resistência à tração. Esta última característica ocasiona, muitas vezes, a fissuração da peça, gerando-lhe sérios danos, seja pelo seu enfraquecimento, ou pelo risco da armadura entrar em processo de oxidação.

Segundo Figueredo [3], as fibras em uma matriz cimentícia podem, em geral, produzir dois efeitos importantes: primeiro, tendem a reforçar o compósito em relação a carregamentos que induzem a tensões de tração, de flexão e de cisalhamento; e, secundariamente, melhoram a ductibilidade e a tenacidade de uma peça com características frágeis.

As fibras são muito eficientes na melhoria das propriedades dinâmicas do concreto, principalmente no que tange ao aumento da resistência à fadiga [15]. No entanto, a resistência à compressão é pouco alterada, sobretudo com a adição de teores baixos de fibras, entre 0,1 e 3% em relação à massa do cimento [16].

Metha e Monteiro [4] observaram considerável melhora no comportamento pós-fissuração de concretos contendo fibras. Em suas pesquisas, embora as resistências últimas à tração não tivessem tido apreciável aumento, as deformações de tração na ruptura elevaram-se. Verificaram, portanto,

que o concreto reforçado com fibras, quando comparado ao convencional, é muito mais tenaz e mais resistente ao impacto.

Os principais parâmetros relacionados com o desempenho dos materiais compósitos cimentados com fibras são [17]: teor de fibra, módulo de elasticidade, aderência entre a fibra e a matriz, resistência da fibra e o seu comprimento. Essas variáveis terão significativa influência nas propriedades dos concretos, conforme disposto na Tabela 1.

Tabela 42: Influência da adição de fibras nas propriedades dos concretos

Propriedades	Influência
Trabalhabilidade	A adição de qualquer tipo de fibra no concreto reduz a trabalhabilidade. Essa perda é proporcional à concentração volumétrica de fibras no concreto.
Resistência	A mais importante contribuição das fibras no concreto não é para a resistência. Embora o reforço possa ocasionar o aumento da resistência, este valor é tão moderado que se torna desprezível.
Tenacidade e resistência ao impacto	A maior vantagem do reforço do concreto com fibras é a melhora da tenacidade à flexão (energia total absorvida ao ser rompido um corpo de prova à flexão). Estão relacionadas com esta propriedade, as resistências ao impacto e à fadiga do concreto, as quais também são aumentadas consideravelmente.
Módulo de elasticidade, retração por secagem e fluência	A inclusão de fibras no concreto tem pouca influência no módulo de elasticidade, na retração por secagem e na fluência de compressão.
Durabilidade	O concreto reforçado com fibras é geralmente feito com um alto teor de cimento e um baixo fator água/cimento. A durabilidade vai depender do tipo de fibra utilizada.

Fonte: Metha e Monteiro [4].

### Realização de experimentos em laboratório

Para avaliar o desempenho do concreto com adição de fibras de PET, foram confeccionadas placas com e sem adição de fibras, nas dimensões 40mmx312,5mmx1200mm – estabelecidas em função das espessuras daquelas já existentes e dos espaçamentos dos apoios (Fig. 7), calculadas para resistir a  $4,5\text{kN/m}^2$  ( $3\text{kN/m}^2$  de sobrecarga,  $0,5\text{kN/m}^2$  referente ao revestimento e mais o peso próprio de  $1\text{kN/m}^2$ ). A armação de cada placa foi executada com ferros de 5.0mm a cada nove centímetros nos dois sentidos, formando uma malha de quinze ferros transversais e cinco longitudinais, em aço CA50A. O cobrimento foi de um centímetro, em função da pouca espessura da placa.

Foram concretadas quatro placas, duas sem adição e duas com adição de fibras de PET para serem submetidas ao ensaio de flexão com carregamento pontual em prensa. Além disso, foram moldados, de cada concretagem, três corpos de prova cilíndricos de 10cm de diâmetro e 20cm de altura, seguindo a recomendação da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT [18], para serem rompidos a 28 dias, com o objetivo de avaliar se o concreto havia adquirido a resistência de projeto, de 20MPa.

Os ensaios foram realizados nos laboratórios NTPR – Núcleo de Tecnologia da Preservação e da Restauração e CETA – Centro Tecnológico da Argamassa, ambos do Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais (DCTM) da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia.

**Procedimentos metodológicos.** Foram realizadas revisão bibliográfica sobre o tema e estudos preliminares sobre ensaios indispensáveis para a caracterização dos materiais, como: Ensaio de massa específica da areia [19]; Ensaio de massa específica da brita [20]; Ensaio de massa específica da brita nas condições saturadas com superfície seca [21]; Ensaio de absorção da areia [22]; Granulometria da areia [23]; Massa unitária em estado compactado da areia [24]; Determinação da umidade da areia pelo método de secagem ao forno e pelo método do aquecimento ao fogo [25].

Com os resultados dos ensaios mencionados e do posterior ensaio de abatimento do cone [26], foi possível estabelecer o traço final do concreto, de acordo com a metodologia do *American Concrete Institute* (ACI) [27]. O traço, para o fck de 20MPa, em volume, foi 1:1,5:2,26 (cimento:areia:brita



zero) e o fator água/cimento 0,55. Ressalta-se que com essas características as placas apresentaram deformação de cálculo inferior à admissível, de 0,34cm.

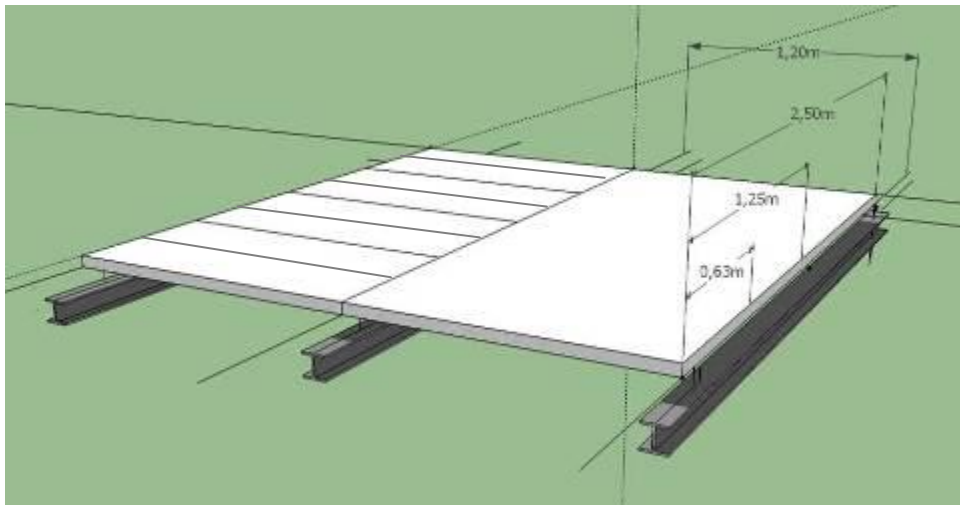


Figura 7: Espaçamentos da estrutura metálica existente

A seguir, realizaram-se duas concretagens: na primeira, foram executadas duas placas de concreto armado sem adição de fibras, que nesta pesquisa serão chamadas de placas brancas; na segunda, duas placas de concreto armado com adição de fibra de PET.

Em função da umidade da areia, imediatamente antes da concretagem, foi feito o ensaio para determinação desse percentual [25] e, posteriormente, a correção do traço. As quantidades de materiais utilizados na concretagem são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2: Dosagem corrigida para um metro cúbico de concreto

Material	Massa [kg]
Cimento	18,4
Areia	28,135
Brita zero	41,6
Água	9,565

**Execução das concretagens.** A concretagem das placas brancas compreendeu as seguintes etapas:

- Aplicação de desmoldante nas formas, previamente calafetadas, e nos corpos de prova;
- Montagem das armações com os espaçadores;
- Colocação dos materiais na betoneira, previamente umedecida, na subsequente ordem: brita zero, metade da água, cimento e parte da areia, parte da água, e, finalmente, restante da areia e da água;
- Lançamento do concreto nas formas e nos moldes dos corpos de prova;
- Adensamento do concreto das lajes com vibrador mecânico;
- Execução de adensamento manual dos corpos de prova;
- Realização da cura das lajes com areia e água e colocação de lona no dia seguinte. Nesse dia, os corpos de prova foram submersos em tanques com cal.

Para a concretagem com adição de fibra de PET, foram realizadas as etapas descritas anteriormente, porém com a introdução, na betoneira, de 315 gramas de fibras (Fig. 8), seguindo o estabelecido por Alcântara et al. [28], que consiste em acrescentar 9000 gramas de fibra por metro cúbico de concreto. Foram utilizadas fibras cortadas manualmente, a partir da reutilização de garrafas de refrigerante transparentes, conforme recomendado por Coró [2]. As dimensões propostas pela autora são: 10mmx15mm, 10mmx30mm e 10mmx60mm; porém, para ter uma melhor trabalhabilidade, optou-se por utilizar fibras de 5mmx150mm, como as vendidas comercialmente. A Figura 9 mostra as placas já adensadas.

## Resultados e análises

Após 28 dias da primeira concretagem, foram rompidos três corpos de prova à compressão axial (Fig. 10) para avaliar a resistência do concreto, seguindo a ABNT [29]. As respectivas cargas de ruptura e resistências encontram-se na Tabela 3.



Figura 8: Fibras de PET



Figura 9: Placas de concreto armado com fibras de PET

Tabela 3: Cargas de ruptura e resistência à compressão axial a 28 dias dos corpos de prova brancos

Corpo de prova	Carga [kN]	Tensão [MPa]
1	223	28,4
2	293	37,3
3	319	40,6

De acordo com os resultados, observa-se que a resistência do concreto foi superior à estabelecida em cálculo, de 20 MPa. A seguir, as placas foram colocadas na prensa para serem submetidas à flexão (Fig. 11 e Fig. 12). Os resultados das cargas de início de fissuração e de ruptura e a resistência encontram-se na Tabela 4. Observa-se que, de forma geral, as placas superaram a carga prevista de 4,5 kN/m<sup>2</sup>.



Figura 10: Corpo de prova branco submetido à compressão axial



Figura 11: Placa branca submetida à carga pontual no meio do vão



Figura 12: Ruptura da placa branca

Tabela 4: Cargas e resistência à flexão das placas brancas

Placas	Carga de início de fissuração [kN]	Carga de ruptura [kN]	Resistência [kN/m <sup>2</sup> ]
Branca 1	11,0	12,0	32,0
Branca 2	11,5	13,0	34,7

Semelhante processo foi realizado em relação aos corpos de provas e placas com adição de fibra de PET. As cargas de ruptura e resistências à compressão axial dos corpos de prova (Fig. 13 e Fig. 14) encontram-se na Tabela 5, e os resultados das cargas e da resistência das placas à flexão (Fig. 15, Fig. 16 e Fig. 17), na Tabela 6.



Figura 13: Corpos de prova com adição de fibra de PET

Figura 14: Corpo de prova com adição de fibra de PET submetido à compressão axial

Tabela 5: Cargas de ruptura e resistência à compressão axial a 28 dias dos corpos de prova com fibras de PET

Corpo de prova	Carga [kN]	Tensão [MPa]
1	201	25,6
2	209	26,6
3	212	27,0



Figura 15: Placa com adição de fibra de PET



Figura 16: Fissura na placa com adição de fibra de PET submetida à carga no meio do vão



Figura 17: Ruptura da placa com adição de fibra de PET

Tabela 6: Cargas e resistência à flexão das placas com adição de fibra de PET

Placas	Carga de início de fissuração [kN]	Carga de ruptura [kN]	Resistência [kN/m <sup>2</sup> ]
PET 1	12,0	13,7	36,5
PET 2	11,2	12,2	32,5

Em relação à resistência à compressão axial, os corpos de provas sem adição de fibras apresentaram uma resistência média de 35,4MPa, em torno de 34% superior à daqueles com fibra de PET, 26,4MPa.

Isto vem a corroborar com o exposto por Ribeiro et al. [30], que observaram nos seus estudos a diminuição da resistência à compressão quando da adição de fibras de PET, e por Mheta e Monteiro [4], ao afirmarem que essa propriedade não é a mais importante contribuição do reforço com fibras no concreto. Nota-se, no entanto, que todos os corpos de prova atingiram a resistência especificada de projeto, de 20MPa.

A resistência média à flexão das placas com adição de fibras, 34,5kN/m<sup>2</sup>, foi aproximadamente 3% superior à das placas sem adição, 33,4kN/m<sup>2</sup>. Este pequeno aumento pode ser considerado desprezível para o contexto em estudo, indicando que o uso de fibras não aumentou efetivamente a resistência à flexão. Para Mehta e Monteiro [4], a maior vantagem do concreto com fibra é a melhora da tenacidade à flexão, como já mencionado, e, conseqüentemente, das resistências ao impacto e à fadiga. De opiniões semelhantes, Ribeiro et al. [30] verificaram que uma adição de até 3% de fibras de PET proporciona um aumento de resistência ao choque.

Mesmo após atingir o valor máximo de tensão, os concretos fibrosos continuam a suportar certa carga, diferentemente do concreto convencional. Isso porque as fibras, após o rompimento do concreto, conseguem “segurar” o material [4]. Nesse sentido, observa-se que na zona de ruptura das placas com PET ensaiadas, as fibras não romperam. Por apresentarem resistência à tração superior à do concreto, elas apenas deformaram, não mostrando sinais de quebra ou fissura (Fig. 18 e Fig. 19). Adicionalmente, notou-se que a ruptura dessas lajes foi menos brusca do que as de concreto branco, pois tiveram grande deformação, como mostra a Figura 20. A carga média de início de fissuração foi em torno de 3% superior à das placas brancas, o que confere o aspecto positivo da utilização das fibras.

Diante do exposto, observa-se a necessidade de novas pesquisas que contemplem dimensões e dosagens de fibras variadas, já que a literatura dá uma proporção geral, não especificando quantidades nem tamanhos ideais de fibras para cada elemento estrutural (viga, pilar, laje, entre outros).

Embora os resultados da utilização das fibras em um material compósito de concreto, dentro da faixa de teor e comprimento estudada, não tenham apontado elevação da resistência à compressão simples e da resistência à flexão, a sua utilização pode ser muito favorável no controle da fissuração e da deformação.



Figura 18: Fibras de PET sem avarias após o rompimento das placas (vista superior)



Figura 19: Fibras de PET sem avarias após o rompimento das placas (vista lateral)



Figura 20: Fissuração e deformação da placa com adição de fibra de PET antes da ruptura

### Considerações finais

Ao longo dos últimos anos, as fibras vem sendo bastante usadas como reforço da pasta de cimento para minimizar as fissuras de retração plástica e aumentar a resistência à tração do material, segundo a literatura pesquisada.

A Faculdade de Arquitetura da Universidade Federal da Bahia sinalizou a necessidade de substituição de parte das lajes existentes no mezanino, uma vez que as mesmas apresentam comprometimentos estruturais. A partir dessa demanda e da fundamentação teórica sobre a introdução de novos materiais sustentáveis no concreto, desenvolveu-se a presente pesquisa que objetivou avaliar o comportamento à flexão de placas de concreto armado com dimensões compatíveis com aquelas do mezanino e com adição de fibra de PET.

A escolha da fibra fundamentou-se, entre outros aspectos, pela questão da sustentabilidade, já que esse material constitui um grande problema na gestão de resíduos sólidos, principalmente por não possuir rápida degradação. Há dados de que o volume de produção e venda de embalagens de PET no Brasil tende a aumentar significativamente nos próximos anos, elevando ainda mais a quantidade disponível deste poluente. Vários esforços na construção civil têm sido feitos para tentar reciclar esse produto.

Nesse sentido, foram realizados experimentos em laboratório com placas de concreto armado com e sem adição de fibras de PET. Apesar de as resistências médias à compressão terem sido inferiores àquelas sem fibras, e o comportamento à flexão praticamente igual, as primeiras apresentaram melhor resultado em relação à fissuração, maior deformação, além de ruptura menos brusca.

Sugerem-se novas pesquisas antes da recomendação para uso no mezanino da Instituição, e também a avaliação do suporte da estrutura existente, uma vez que o peso de um painel de placas de concreto com fibras corresponde a quase três vezes e meia ao peso do painel *Wall Eternit*. De forma geral, ressalta-se que as placas de concreto com fibras de PET podem constituir em uma melhor indicação, já que apresentam maior resistência às intempéries e ao ataque de agentes biológicos, aspectos de sustentabilidade no uso do material PET e resultados satisfatórios de fissuração e deformação. Nota-se, por fim, a necessidade de estudos complementares, como já mencionado, visto que é um tema carente de literatura, principalmente em relação a elementos estruturais sujeitos à flexão.

### Referências

- [1] F. C. Magalhães: *Estudo probabilístico da resistência à compressão e da resistência à tração na flexão dos concretos utilizados na construção do dique seco do Estaleiro Rio Grande, no*

- Superporto, em Rio Grande-RS*, Universidade Federal do Rio Grande (Mestrado em Engenharia Oceânica), Rio Grande, Rio Grande do Sul (2009)
- [2] A. G. Coró: *Investigação das propriedades mecânicas de concretos reforçados com fibras PET*, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul (Trabalho de Conclusão do curso de Engenharia Civil), Ijuí, Rio Grande do Sul (2002)
- [3] A. D. Figueiredo: O concreto com fibras, in: *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*, capítulo 39, editado por G. C. Isaia, Instituto Brasileiro do Concreto IBRACON, São Paulo (2005)
- [4] P. K. Metha e P. J. M. Monteiro: *Concreto – Microestrutura, propriedades e materiais*, Editora PINI, São Paulo (2008)
- [5] P. Balaguru: Contribution of fibers to crack reduction of cement composites during the initial and final setting period, in: *ACI Materials Journal*, American Concrete Institute, Vol. 91, Nº 3, May-June (1994), p. 280-288
- [6] I. Padron and R. F. Zollo: Effect of synthetic fibers on volume stability and cracking of Portland Cement Concrete and Mortar, in: *ACI Materials Journal*, American Concrete Institute, Vol. 87, Nº 4, July-August (1990), p. 327-332
- [7] V. H. M. Andrade: *A Faculdade de Arquitetura da UFBA – Espaço do Projeto, Espaço da Percepção*, Universidade Federal da Bahia (Mestrado em Arquitetura), Salvador, Bahia (1989)
- [8] A. P. T. Pezzin: *Reciclagem química de embalagens de PET pós-consumo: síntese de novos copolímeros biodegradáveis*, UNIVILLE, Joinville, Santa Catarina (2007), notas de aula.
- [9] J. P. Gorniski e C. S. Karzmiereczak: Microestrutura dos polímeros, in: *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia dos Materiais*, capítulo 12, editado por G. C. Isaia, Instituto Brasileiro do Concreto IBRACON, São Paulo (2007)
- [10] Informação obtida em <http://www.abipet.org.br>, em 04/11/2013.
- [11] S. S. Canellas: *Reciclagem de PET, visando a substituição de agregado miúdo em argamassas*, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (Mestrado em Ciência dos Materiais e Metalurgia), Rio de Janeiro (2005)
- [12] F. J. Forlim e J. S. Farias: *Considerações sobre reciclagem de embalagens plásticas*, Departamento de Tecnologia de Alimentos, FEA/UNICAMP, São Paulo (2007)
- [13] Informação obtida em <http://www.ciclovivo.com.br>, em 11/11/2013.
- [14] Informação obtida em <http://www.receita.fazenda.gov.br/Legislacao/Decretos/2011/dec7619>, em 11/11/2013.
- [15] R. Salomão e V. C. Pandolfelli: Concretos refratários contendo fibras poliméricas: correlação entre a permeabilidade e o comportamento de secagem, in: *47º Congresso Brasileiro de Cerâmica*, João Pessoa, Paraíba (2003)
- [16] S. Mindess: Fibre reinforced concrete – myth and reality, in: *Advances in Cement and Concrete*, ASCE – American Society of Civil Engineers (1994), p. 217-222
- [17] L. P. Specht: *Comportamento de misturas solo-cimento e fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação*, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (Mestrado em Engenharia), Porto Alegre (2000)
- [18] Associação Brasileira de Normas Técnicas: *NBR 05738. Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de provas cilíndricos*, Rio de Janeiro (2003)

- [19] Associação Brasileira de Normas Técnicas: *NBR 9776. Agregados – Determinação da massa específica por meio do frasco Chapman*, Rio de Janeiro (1987)
- [20] Instituto de Pesquisas Tecnológicas: *IPT M9-76 – Determinação da massa específica do agregado graúdo pelo método do picnômetro*, São Paulo (1976)
- [21] Associação Brasileira de Normas Técnicas: *NBR NM 53. Agregado graúdo – Determinação de massa específica aparente e absorção de água*, Rio de Janeiro (2003)
- [22] Associação Brasileira de Normas Técnicas: *NBR NM 30. Agregado miúdo – Determinação da absorção de água*, Rio de Janeiro (2001)
- [23] Associação Brasileira de Normas Técnicas: *NBR NM 248. Agregados – Determinação da composição granulométrica*, Rio de Janeiro (2003)
- [24] Associação Brasileira de Normas Técnicas: *NBR NM 45. Agregados – Determinação da massa unitária e dos espaços vazios*, Rio de Janeiro (2002)
- [25] A. de O. Gomes: *Materiais de Construção II (Caderno de aulas práticas)*, Universidade Federal da Bahia, Escola Politécnica, DCTM – Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais, Salvador (2008), notas de aula.
- [26] Associação Brasileira de Normas Técnicas: *NBR NM 67. Concreto – Consistência pelo abatimento do tronco de cone*, Rio de Janeiro (1998)
- [27] L. A. F. Bauer: *Materiais de Construção*. LTC – Livros Técnicos e Científicos S.A., Rio de Janeiro (2000)
- [28] M. A. de M. Alcântara, J. L. Granju, G. Pons e M. Mouret: Estudo comparativo de soluções mono e bi-fibradas para casos de concreto auto-adensável e concreto vibrado, in: *1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado*, São Carlos, São Paulo (2005)
- [29] Associação Brasileira de Normas Técnicas: *NBR NM 101. Concreto – Ensaio de compressão de corpos cilíndricos*, Rio de Janeiro (1996)
- [30] R. A. C. Ribeiro, C. S. R. Damasceno, M. S. B. de A. Graça e S. Gavazza: Comportamento do concreto reforçado com fibras plásticas produzidas com garrafas PET, in: *Revista de Ciência e Tecnologia. Pró-Reitoria de Ciências Exatas e Tecnologia*, vol. 1, nº 1, Editora Gama Filho, Rio de Janeiro (2010)



## Development of waste fibres based non-woven fibrous materials for building rehabilitation

CUNHA F.<sup>1\*</sup>, PATINHA S.<sup>1</sup>, FANGUEIRO R.<sup>1</sup> e MERINO F.<sup>2</sup>

<sup>1</sup>: Department of Civil Engineering, University of Minho, 4800-058 Guimarães

<sup>2</sup>: ERT Têxtil Portugal, s.a., 3701-911 São João da Madeira

fernandocunha@det.uminho.pt

**Palavras-chave:** Não tecidos, Isolamento acústico, Isolamento térmico e reabilitação

**Resumo.** O presente trabalho diz respeito ao desenvolvimento de um isolamento térmico e acústico, com base em resíduos provenientes da indústria, direcionada para a reabilitação urbana. Este trabalho surge no âmbito do panorama sociocultural que atualmente se vive na Europa e em geral em Portugal. Desta forma, e porque cada vez mais a construção nova vem sofrendo um decréscimo, novas oportunidades de desenvolvimento técnico-científico surgirão no mercado da reabilitação, uma vez que a tendência será conservar e melhorar os edifícios atuais. Assim, o produto desenvolvido no âmbito da reabilitação assenta as suas propriedades no isolamento térmico e acústico. Ao longo deste artigo é apresentado um estado da arte referente à térmica de edifícios, em particular na área do isolamento térmico, bem como um estudo na área da acústica. De seguida é demonstrado o conceito multicamada associado ao produto final, assim como uma análise das suas propriedades finais. Este novo produto, quando comparado com os produtos tradicionais, apresenta vantagens significativas ao nível da sua facilidade de aplicação, ao seu baixo peso e em relação às propriedades térmicas e acústicas.

### Introdução

Atualmente a construção de novos edifícios tem vindo a decrescer de ano para ano fruto do panorama económico Nacional e Internacional. Por outro lado, verifica-se que existe uma degradação progressiva da construção existente, essencialmente das estruturas urbanas, edifícios e espaços exteriores. Esta degradação tem como principal génese um envelhecimento próprio do edifício, assim como da subcarga do seu uso, bem como o reajustamento e organização de novos estilos de vida por parte do ser Humano.

Assim, a indústria da construção está dividida em diversos segmentos: construção residencial, não residencial, obras de engenharia civil (pontes, túneis, vias de comunicação etc.), renovação residencial, renovação não residencial e renovação de obras de Engenharia Civil. Em Portugal, o segmento da nova construção é aquele que mais tem vindo a perder peso e cuja descida prevista é a maior. Por outro lado, e em contraste as obras de renovação (reabilitação), registam-se subidas assinaláveis indicando dinamismo do setor da construção neste segmento mesmo num cenário macroeconómico pouco favorável. A **Figura 58**, demonstra o peso dos segmentos da construção no período de 2007 a 2013.

Mesmo com o desenvolvimento do sector da reabilitação em Portugal, especialmente durante um período de grande crise económico-financeira, não é de desprezar a internacionalização do sector no mundo. Desta forma, a penetração das empresas e produtos da construção Portuguesa em novos mercados com grande potencial de exportação, pode tornar-se numa das maiores áreas que assegurem a manutenção e crescimento das empresas e do emprego no sector. Assim sendo, Seung [2] classificou diversos países do Mundo, de acordo com o crescimento do sector da construção nesses locais. Na Figura 59 pode ser observada a dispersão do setor no Mundo. De registar o



elevado dinamismo do setor na Ásia e na América do Sul e do Norte, indicando aqui um conjunto de países com oportunidade a considerar futuramente. (Figura 59)

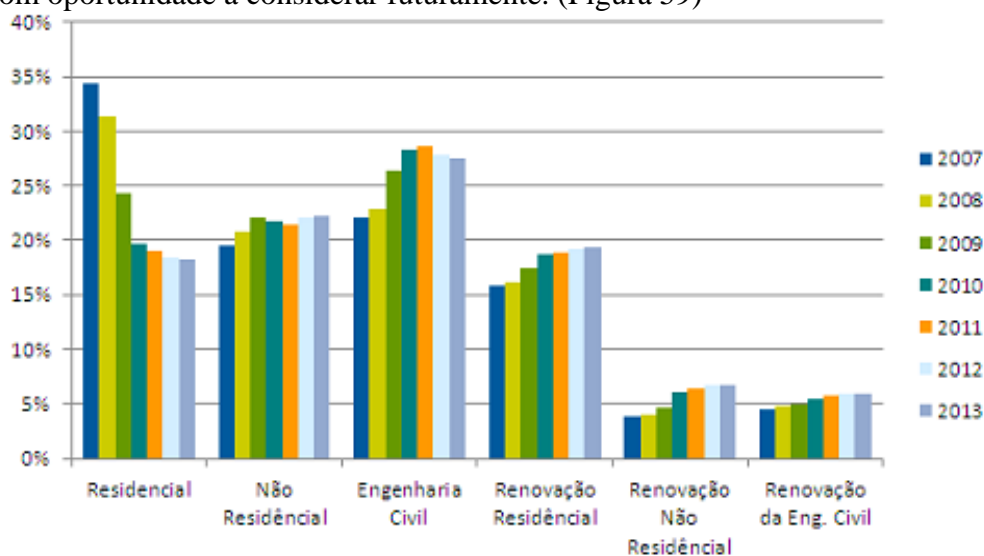


Figura 58 Peso dos segmentos da construção no período 2007- 2013 para Portugal (%) (1)

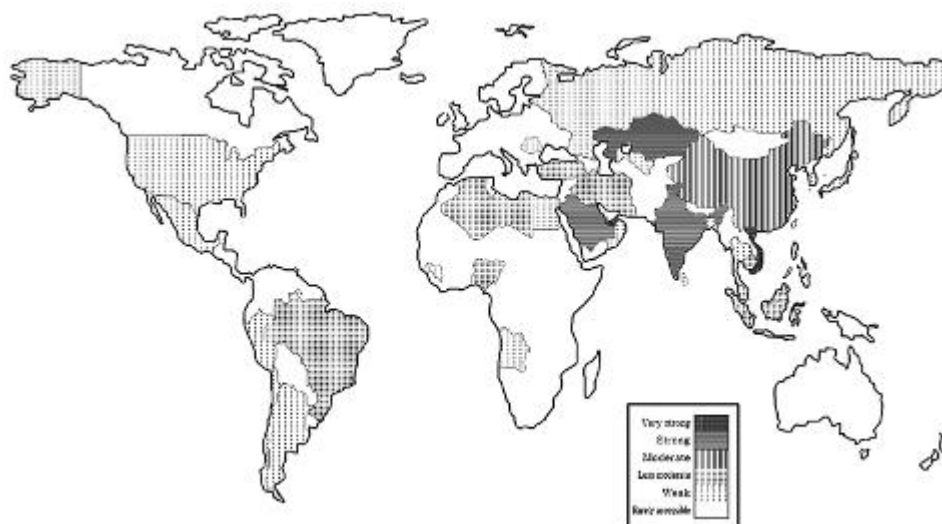


Figura 59: Países com elevado crescimento na construção civil [2]

A indústria da reabilitação urbana tenderá a assumir muito em breve uma elevada cota do mercado da construção, fruto da corrente necessidade na criação de novas soluções para a reabilitações, nomeadamente o isolamento térmico e acústico.

Assim, o isolamento térmico e acústico surge como sendo um dos “hot points” na reabilitação urbana, sendo que neste particular os materiais fibrosos podem assumir um papel preponderante neste contexto, devido às suas propriedades avançadas.

### Isolamento térmico e acústico na reabilitação urbana

Como referido anteriormente o isolamento térmico e acústico, em conjunto, revelam-se um dos “hot points” da reabilitação urbana. Este facto prende-se com a necessidade de reabilitar espaços urbanos, nos grandes centros, sujeitos a uma poluição sonora forte. Por outro lado, o conforto térmico assume-se também como uma das necessidades emergentes da reabilitação urbana. Assim, no decorrer deste artigo será proposta uma solução que irá de encontro ao desenvolvimento de uma solução multicamada, recorrendo aos materiais fibrosos, destinada ao isolamento térmico e acústico.

**Isolamento térmico.** O isolamento térmico está associado às soluções construtivas, assim como dos materiais que as constituem, assumindo-se mesmo que o desempenho energético de edifícios é função do comportamento térmico das soluções construtivas e dos materiais que as compõem. Desta

forma no conceito de isolamento térmico existem dois grandes parâmetros associados, são eles: condutibilidade térmica e o atraso térmico.

No que diz respeito à condutibilidade térmica a mesma pode ser caracterizada pela equação 1 (Eq.1)

$$\lambda = \frac{Q}{F \tau \frac{\Delta T}{\sigma}} \quad (\text{Wm}^{-1}\text{K}^{-1}) \quad [4] \quad (1)$$

Em que:

$\lambda$  – Condutividade térmica (W/m.°K ).

Q – Quantidade de calor conduzido (W);

F – Área através do qual o calor é conduzido (m);

$\tau$  – Tempo de condução de calor (min.);

T – Queda de temperatura (K);

$\sigma$  - Espessura da amostra (m).

Desta forma a condutibilidade térmica pode ser definida como sendo uma quantificação dos materiais em conduzirem energia térmica. Desta forma se um material apresenta uma condutibilidade térmica elevada, possui, regra geral, menor propensão para o isolamento térmico.

Esta propriedade é característica de cada material e pode ser obtida diretamente da Alambeta. A Alambeta avalia, simultaneamente, as propriedades térmicas estacionárias, como por exemplo a resistência e a condutividade e as propriedades dinâmicas, como a absorvidade térmica e a difusidade térmica.

O aparelho Alambeta (Figura 60), consiste num bloco metálico com temperatura constante (32°C) a qual difere da temperatura da amostra (20°C). Quando a medida se inicia, a cabeça de medida baixa e toca a superfície plana da amostra a medir, a qual se situa na base do aparelho, sob a cabeça de medição. Neste momento, a temperatura da superfície da amostra muda bruscamente e o aparelho regista a evolução do fluxo de calor. Simultaneamente é ainda medida a espessura da amostra.



Figura 60 Alambeta

Na tabela 1, são apresentados alguns valores da condutividade térmica de alguns materiais de referência que podem ser usados na reabilitação urbana.

Uma outra propriedade interessante no que ao isolamento térmico diz respeito é o atraso térmico. Assim, o atraso térmico pode ser definido como sendo o intervalo de tempo decorrido entre uma variação térmica numa superfície e a sua manifestação na superfície oposta para um regime periódico de transmissão de calor [5], tal como demonstra a figura 4.

**Ensaio térmicos.** O estudo térmico dos materiais apresentados na tabela 2, Ecotex, Bibofelt e Porofelt, decorreu de uma forma individual, numa primeira fase, sendo posteriormente, numa segunda fase, selecionados os materiais fibrosos que obtiveram os melhores resultados ao nível térmico. Assim, o estudo térmico foi realizado através da Alambeta (figura 3). Os valores obtidos são apresentados na figura 5.

Tabela 43 Propriedade das soluções de referência atualmente existentes no mercado [3]

	Soluções de referência								MDA	
	(110 mm) Tijolo furado + (40 mm) argamassa (SPR)	(100 mm) Bloco de betão leve	(10 mm) Bloco de gesso	(70 mm) Bloco SIPDECO	(30 mm) Painel de gesso cartonado + (40 mm) lã mineral (SLR)	(25 mm) Painel de Taipa	(6 mm) Painel de vidro	(8 mm) Painel de Madeira	(2 mm) Painel de metal + (10 mm) poliuretano	(3 mm) Membrana de fibra de vidro e Vinil + (10 mm) lã mineral + 150mm caixa de ar
Peso específico (kg/m <sup>2</sup> )	150	120	85	64	24	36	15	67,5	17,5	10,0
Translucidez	não	não	não	não	não	não	sim	não	não	sim
Coefficiente de transmissão térmica (W/m <sup>2</sup> .°C)	1,8	1,65	0,6	-	0,8	0,4	5,1	1,8	1,8	0,6

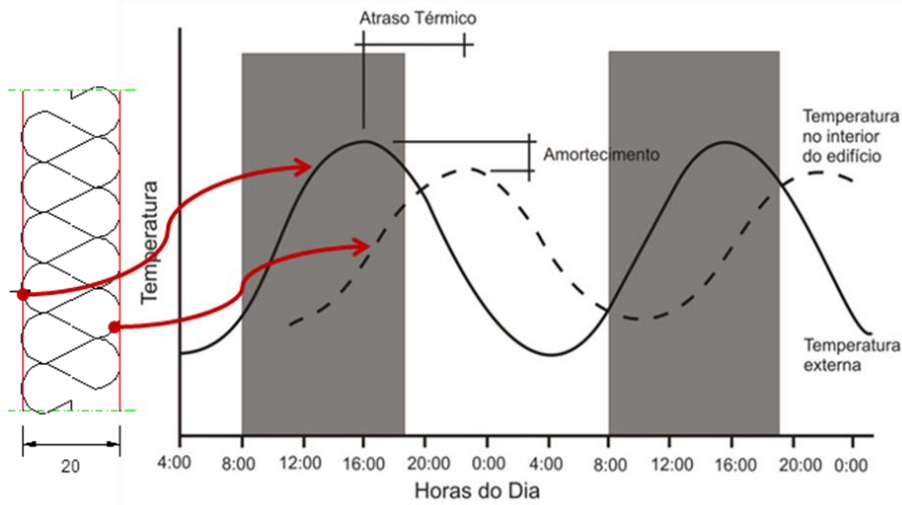


Figura 61 Demonstração esquemática do isolamento térmico numa divisória [5]

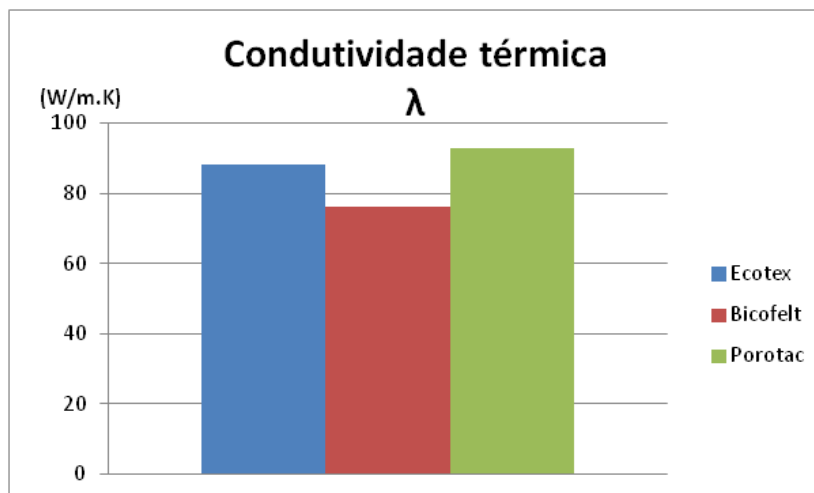


Figura 62 Valores da condutividade térmica para as amostras Ecotex, Bicofelt e Porotac

Através da análise gráfica é possível verificar que as amostras Ecotex e Porotac possuem comportamentos muito semelhantes. Sendo que a amostra Bicofelt se situa um pouco abaixo das restantes amostras. Uma vez que esta propriedade quantifica os materiais em conduzir energia térmica, quanto menor for o valor, melhor será o seu comportamento térmico. Neste particular a amostra Bicofelt revela-se a melhor escolha.

**Isolamento acústico.** Se por um lado o isolamento térmico é uma das vertentes que promove a melhoria do conforto interior das habitações, o isolamento acústico é o complemento que promove a plenitude desse mesmo conforto.

Assim, o isolamento acústico pode ser dividido em: Isolamento a sons aéreos; Isolamento a sons de percussão; Campo sonoro em espaços fechados; Tempo de reverberação, Inteligibilidade, etc. e Ruído de equipamentos. Ao longo deste estudo apenas será considerado o isolamento a sons aéreos. Desta forma os Sons aéreos resultam da perturbação direta do ar por uma fonte sonora [5], tal como demonstra a figura 6.

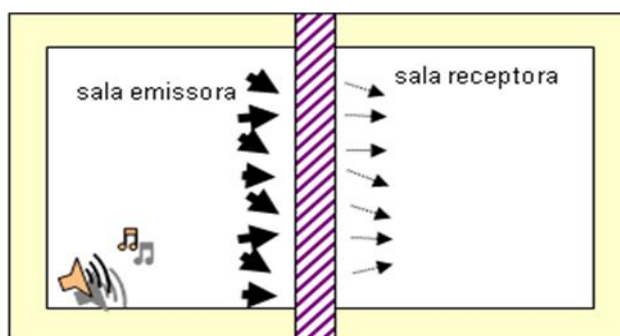


Figura 63 Demonstração da perturbação direta do ar por uma fonte sonora [5]

Assim o isolamento acústico de um material é caracterizado pela capacidade que ele possui para impedir a progressão das ondas sonoras. Por outro lado esta capacidade depende de [5]:

- Massa do elemento
- Frequência do som incidente
- Ângulo de incidência do som
- Rigidez
- Amortecimento interno do material
- Existência de pontos fracos de isolamento
- O número de painéis, as características de cada um deles e da sua separação, no caso de elementos múltiplos.

Atualmente de forma a garantir o isolamento aos sons aéreos, podem ser utilizados os seguintes materiais: Paredes ou pavimentos pesados; Caixas-de ar entre painéis; Paredes multicamada com diferentes materiais; Diferença grande de propriedades (impedância) entre as diversas camadas: Em elementos duplos constituídos pelo mesmo material, deve evitar-se a utilização de painéis da mesma espessura, para evitar quebras acentuadas de isolamento numa mesma frequência do som.

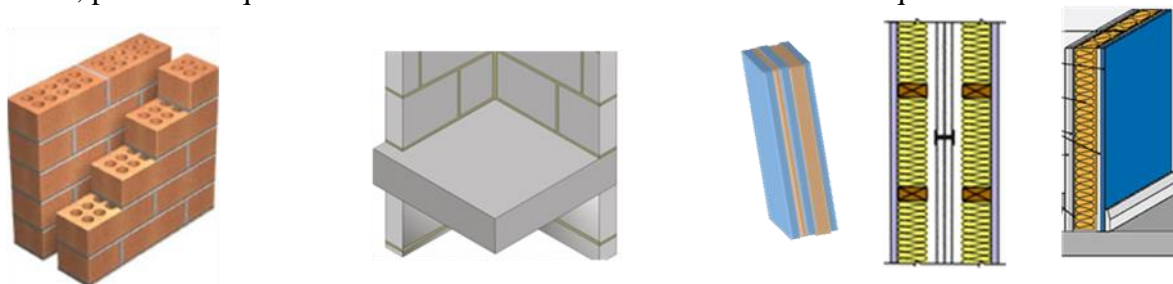


Figura 64 Exemplos de configurações destinadas ao isolamento dos sons aéreos.

De forma a determinar o isolamento aos sons aéreos, [6] decidiram construir uma caixa de som, tal como demonstra a figura 8. O ensaio consiste na emissão de ruído rosa, através da coluna instalada numa das extremidades da caixa de som. Posteriormente as amostras são colocadas a diferentes

distâncias e por fim são instalados dois sonómetros, um entre a amostra e o emissor e o outro sonómetro é colocado depois da amostra.

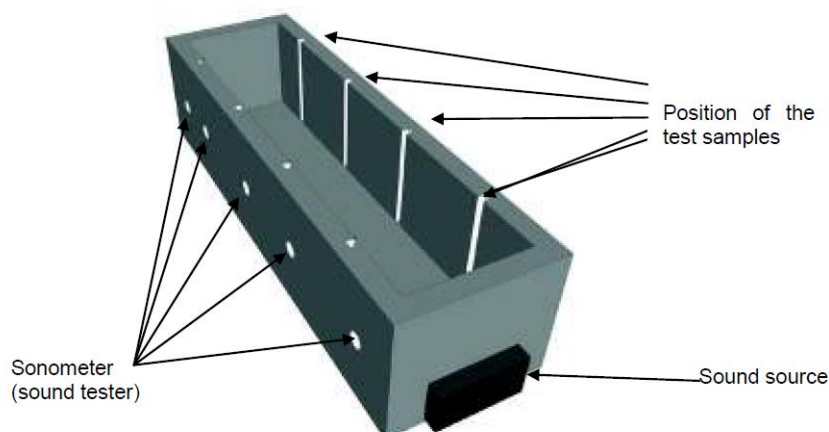


Figura 65 Caixa de som para a determinação do isolamento aos sons aéreos [6]

Através da equação 2 (Eq.2), é possível determinar em [dB], o isolamento aos sons aéreos das amostras analisadas.

$$dBf = (\text{Decibel reduction with sample}) - (\text{Decibel reduction without sample})$$

$$dBf = (dBs - dBr)_{ws} - (dBs - dBr)_{wos} \quad (2)$$

Em que:

dBf – Redução sonora final da amostra (dB);

dBs – Valor obtido pelo sonómetro colocado no orifício posterior ao local da amostra (dB);

dBr – Valor obtido pelo sonómetro colocado no orifício anterior ao local da amostra (dB);

ws – Redução sonora com a amostra colocada (dB) e

wos - Redução sonora sem a amostra colocada (dB)

**Caracterização acústica dos materiais pré seleccionados.** A caracterização acústica dos materiais foi dividida em dois grupos. O primeiro grupo é constituído por materiais fibrosos reciclados direccionados para o isolamento acústico. O segundo grupo contempla materiais fibrosos direccionados para o acabamento, sendo que neste particular foram seleccionados compósitos reforçados por fibra natural e uma membrana de PVC.

Através desta metodologia é seleccionado o melhor material para desempenhar quer a função de barreira acústica, quer a função de barreira térmica.

Relativamente ao primeiro grupo, funcionalidade de barreira acústica, os materiais pré-seleccionados, são materiais concebidos através da tecnologia de não tecidos, utilizando como matéria-prima fibras recicladas. Na tabela 2, podem ser analisadas as propriedades dos não tecidos pré-seleccionados.

Tabela 44 Propriedades dos não tecidos pré-seleccionados

Amostra	Propriedade	Valor
Ecotex	Peso por unidade de superfície	1000 g/m <sup>2</sup>
	Espessura	17,5 mm
Bicofelt	Peso por unidade de superfície	1500 g/m <sup>2</sup>
	Espessura	17,0 mm
Porofelt	Peso por unidade de superfície	1000 g/m <sup>2</sup>
	Espessura	18,0 mm

Os resultados obtidos nos ensaios acústicos encontram-se apresentados na tabela 3.

Tabela 45 Valores obtidos no ensaio acústico

Designação da amostra	Redução acústica (dB)
Ecotex	4,2
Bicofelt	4,7
Porofelt	3,8

Tendo em conta os resultados obtido, o material que obteve uma melhor performance acústica foi o não tecido designado por Bicoflet. Tal facto pode ser justificado pela elevada massa por unidade de

área que possui, em comparação com as restantes amostras. Desta forma o material selecionado foi o Bicofelt, uma vez que é o material que possui um valor mais elevado de redução acústica a sons aéreos.

Relativamente ao segundo grupo que foi alvo de estudo, o mesmo decorreu em moldes semelhantes aos verificados no ensaio do primeiro grupo. Assim na tabela 4 é possível verificar os resultados obtidos no teste acústico.

Tabela 46 Valores obtidos nos ensaios acústicos para as amostras de acabamento.

Designação da amostra	Redução acústica (dB)	Espessura (mm)
Bio compósito reforçado por juta	6,0	1,9
PVC	4,2	0,6

### Solução proposta

A solução proposta tem por base de conceção o conceito multicamada. Assim a solução proposta, destinada ao isolamento térmico e acústico, compreenderá três camadas distintas. A primeira camada será composta por um não tecido à base de fibras recicladas, previamente selecionado com base na caracterização térmica e acústica, e terá como funcionalidade o isolamento térmico e acústico. A segunda camada irá conferir o acabamento estético ao produto, tendo como principal funcionalidade a componente estética. Neste particular foi selecionada uma tela de PVC e um biocompósito reforçado por fibra natural. Sobre a tela de PVC, e através da estamperia digital e ou estamperia tradicional (rolo e quadro), podem ser impressos diferentes tipos de padrões ou formas decorativas.

A consolidar as duas camadas anteriormente apresentadas, será utilizado um adesivo termoplástico de base poliuretano reforçado através de um filme. A solução encontra-se apresentada na figura 9.



Figura 66 Ilustração da solução apresentada

Tabela 47 Propriedades das amostras analisadas.

Designação da amostra	Redução acústica (dB)	Condutibilidade térmica (W/m.°K).	Espessura final da amostra (mm)
Com acabamento de PVC	9,0	104	17,7
Com acabamento através do compósito	12,3	126	19,0

Através dos resultados obtidos é possível verificar que os resultados divergem um pouco do esperado teoricamente, uma vez que a condutibilidade térmica das amostras aumentou relativamente ao valor de controlo. Por outro lado verifica-se que a amostra que incorpora o acabamento através do compósito reforçado por fibras de juta apresenta uma melhor performance acústica, cerca de 30% superior, no que se refere à redução acústica (sons aéreos) e quando comparada quando o acabamento do PVC. Desta forma com a realização deste trabalho foi possível verificar que o conceito multicamada pode ser utilizado com sucesso para este tipo de aplicação.

## Agradecimentos

Este trabalho é financiado por Fundos FEDER através do Programa Operacional Fatores de competitividade – COMPETE e por Fundos Nacionais através da FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia no âmbito do projeto « n°24801»



## Bibliografia

- [1] Gabinete de Planeamento, Estratégia, Avaliação e Relações Internacionais. *Boletim mensal da economia Portuguesa*. s.l. : Ministério da Economia, da Inovação e do Desenvolvimento, Agosto de 2011.
- [2] Strategies for contractors to sustain growth in the global construction market. Seung H. Han, Du Y.Kim, Hyoun S. Jang, Seokjin Choi. s.l. : Elsevier, 2009.
- [3] Paulo Mendonça, MEMBRANA DIVISÓRIA ADAPTÁVEL, Livro de Atas-Ciclo de Workshops Fibrenamics 2012, p 112
- [4] João Velosa, Estudo das propriedades térmicas de materiais aplicados em paredes divisórias leves, ICUBI 2011
- [5] Antonio Tadeu, Materiais fibrosos no desempenho acústico/térmico de edifícios, Ciclo de workshop fibrenamics Outdoor, Novembro 2012.
- [6] R. Carvalho, S. Rana, R. Figueiro and F. Soutinho, Noise reduction performance of hermobonded nonwovens, 12th World Textile Conference AUTEX June 13th to 15th 2012, Zadar, Croatia
- [7] Surajit Sengupta, Sound reduction by needle- punched nonwoven fabrics, Indian Journal of Fibre & Textile Research, Vol. 35, September 2010, pp. 237-242

## Comportamento Acústico de Painéis Compósitos Híbridos à base de Materiais Fibrosos

PATINHA Sérgio<sup>1,a</sup>, CUNHA Fernando<sup>1,a</sup>, FANGUEIRO Raul<sup>1,c</sup>, PREGO Fernando<sup>2</sup>

<sup>1</sup>Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

<sup>2</sup>Sociedade de Construções Guimar, Guimarães, Portugal.

<sup>a</sup>sergiopatinha@civil.uminho.pt, <sup>b</sup>fernandocunha@det.uminho.pt, <sup>c</sup>rfangueiro@civil.uminho.pt

**Palavras-chave:** Isolamento Acústico, Painéis Sanduíche, Compósitos híbridos

**Resumo.** O presente trabalho diz respeito à caracterização acústica de uma gama de painéis compósitos sanduíche que decorreu na Universidade do Minho, no âmbito do projeto “FMC\_PANELS – 21581: Desenvolvimento de painéis compósitos à base de materiais fibrosos para fabrico de casa modulares”. Estes painéis sanduíche foram desenvolvidos para a aplicação na área da Construção Modular de baixo custo, onde a necessidade de se observarem todos os requisitos normativos levou a uma caracterização do seu comportamento acústico. Assim, foram analisados 3 tipos de painel sanduíche compósitos distintos ao nível da composição do laminado das faces da sanduíche. Foram analisados protótipos de painéis com laminados produzidos através da técnica de infusão por vácuo, compostos por fibras de vidro e de juta, impregnadas por uma resina de poliéster em diferentes composições. Por sua vez, as soluções desenvolvidas foram comparadas com uma solução padrão composta por placas de gesso cartonado em diversas espessuras de isolamento térmico e acústico. Esta caracterização foi realizada em provetes de dimensão 220x220 mm numa câmara de insonorizada construída para o efeito. Os resultados obtidos demonstram um desempenho interessante dos painéis sandwich ensaiados, tendo em conta a relação desempenho/peso da solução, quando comparados com as soluções convencionais.

### Introdução

Os materiais poliméricos reforçados com fibras têm vindo a permitir o desenvolvimento de soluções construtivas alternativas com vantagens como a leveza, durabilidade, elevado rácio resistência/peso e resistência à corrosão, entre outras. Estas vantagens levam a que cada vez mais sejam aplicados na construção civil, em situações variadas como o reforço e reabilitação de estruturas, construção de pontes e de outros elementos pré-fabricados, como perfis e painéis [1].

Devido a estas características, e também à sua produção industrializada, os materiais poliméricos reforçados com fibras podem ainda ser aliados a sistemas construtivos mais eficientes como a Construção Modular. A construção modular surge como resposta a um conjunto de necessidades do sector da construção civil, como: a baixa produtividade em obras com elevado número de repetições, a elevada quantidade de desperdícios e detritos criados, o tempo necessário para cada construção e a necessidade de encontrar soluções mais económicas, que assegurem o respeito pelos parâmetros de segurança e conforto praticados atualmente. Enquanto alternativa à construção tradicional, este tipo de construção consegue, através da industrialização da construção, produzir os diversos elementos construtivos em série, aumentando os parâmetros de qualidade e baixando os desperdícios gerados, resultando numa construção mais eficiente e com custo final potencialmente mais baixo [2].

Desta forma, o presente trabalho diz respeito à caracterização acústica de uma gama de painéis compósitos sanduíche. Esta gama de painéis sanduíche foi desenvolvida para a aplicação na área da



Construção Modular de baixo custo. Como tal, a necessidade de se avaliar o desempenho desta nova solução, levou à realização de uma caracterização acústica do seu comportamento e à comparação com outras soluções construtivas.

As temáticas relacionadas com conforto, comportamento e isolamento acústico nas construções é dos temas mais relevantes atualmente, pois quaisquer que sejam os desenvolvimentos ao nível de novas soluções construtivas, a necessidade de avaliar e garantir um bom desempenho acústico é sempre uma necessidade [3]. Especificamente na área dos painéis sanduíche, diversos investigadores têm-se debruçado sobre os mecanismos de transmissão sonora, nomeadamente através do desenvolvimento de modelos complexos que relacionem as propriedades físicas e dimensionais dos painéis sanduíche com o isolamento sonoro obtido [4]. Por outro lado, outros autores, dedicaram-se ao desenvolvimento de algoritmos de otimização de painéis sanduíche, sendo de destacar os trabalhos de [5, 6]. Por sua vez, outros autores [7], utilizaram estes algoritmos para otimizar painéis sanduíche através da incorporação de núcleos em cortiça para aplicação na indústria aeronáutica. De referir ainda o trabalho de [8] na otimização do isolamento sonoro a baixas frequências de painéis sanduíche com núcleo em favos de avelha para aplicação na indústria da construção.

Contudo, apesar do conhecimento aprofundado na área do comportamento e isolamento acústico de painéis sanduíche, torna-se necessário comparar diretamente o desempenho da solução construtiva desenvolvida no âmbito deste trabalho com outras soluções construtivas de referência. Neste campo, não existem ainda estudos que comparem diretamente soluções tradicionais de divisórias interiores ou exteriores com painéis compósitos sanduíche.

## Materiais

Os painéis compósitos sanduíche foram desenvolvidos no âmbito deste trabalho, aliando a resistência mecânica com a leveza (abaixo dos 10 kg/m<sup>2</sup>) e a sustentabilidade numa só solução. Os painéis foram desenvolvidos numa estruturação do tipo sanduíche (Figura 1), sendo compostos por um laminado híbrido nas duas faces do painel, ligadas por intermédio de colagem a um núcleo de poliuretano extrudido (XPS). Essencialmente a função do laminado em compósito do painel é resistir aos esforços causados pela flexão e impacto, ao passo que o núcleo em XPS é responsável por conferir isolamento térmico e acústico e resistência ao corte [9].



Fig. 1: Esquema (à esquerda) e fotografia (à direita) do Painel Compósito Sanduíche desenvolvido

O laminado híbrido do painel é um material compósito produzido a partir de diversas lâminas de reforços fibrosos impregnados com uma resina termoendurecível, através de uma técnica de impregnação denominada “infusão por vácuo [10]. Dado que no presente laminado foram utilizados simultaneamente reforços fibrosos naturais (fibra de juta) e sintéticos (fibra de vidro), denominou-se o laminado como laminado híbrido. As propriedades físicas e mecânicas destes reforços fibrosos foram devidamente caracterizadas, sendo que os resultados se apresentam na Tabela 1.

Os reforços fibrosos foram impregnados por uma resina de poliéster isoftálica, com 2% de endurecedor e 0,2% de acelerador. As características da resina utilizada encontram-se na Tabela 2.

Tabela 48: Características dos reforços fibrosos utilizados analisadas



Reforço	Fibra	Aspetto	Massa p/ unidade de superfície [g/m <sup>2</sup> ]	Espessura [mm]	Orientação das fibras	F <sub>rotura</sub> [N/cm]	ε <sub>rotura</sub> [%]	K <sub>(rigidez)</sub> [KN/cm]
T2	Juta		398,3	1,2	0°	143,2	7,64	1
					90°	109,2	3,54	3,2
T9	Vidro		304,3	0,57	0°	532,4	2,56	23,2
					90°	522,8	2,74	23,7

Tabela 2: Características físicas e mecânicas da resina polimérica utilizada

Características	Unidades	Norma de Ensaio	Valores
Temperatura distorção	[°C]	ASTM D-648	90-100
Absorção de água	[%]	ASTM D-570	0,15
Resistência à tração	[MPa]	ASTM D-638	50-70
Resistência à flexão	[MPa]	ASTM D-790	90-120
Alongamento à rutura	[%]	ASTM D-638	3,5

A impregnação dos reforços fibrosos foi realizada através de um processo de infusão por vácuo (Figura 2). Este processo consiste na colocação do reforço fibroso sobre um vidro, que é hermeticamente selado com um saco de vácuo que possui dois tubos de saída para o exterior. Um dos tubos de saída é ligado a uma bomba de vácuo, que coloca o saco de vácuo sobre pressão negativa, sendo a resina introduzida no interior do saco através do segundo tubo. Devido à pressão negativa existente no saco, a resina entra no saco de vácuo e com ajuda de uma rede de distribuição, preenchendo os vazios existentes.



Fig. 2: Impregnação por infusão por vácuo (à esquerda), provete de compósito com resina de poliéster/fibra de juta (em cima à direita) e de um compósito resina de poliéster/fibra de vidro (em baixo à direita)

Depois de devidamente preenchidos os vazios existentes na fibra, a resina é deixada a repousar sob vácuo até ocorrer a sua cura. Após a cura, a resina torna-se sólida e forma, em conjunto com a fibra, um compósito. As características físicas e mecânicas de cada par fibra/resina foram determinadas de acordo com o apresentado na Tabela 3.

Tabela 3: Características físicas e mecânicas das lâminas que compõe o laminado híbrido.

Reforço Fibroso	Resina	ρ <sub>compósito</sub> [g/cm <sup>3</sup> ]	m <sub>fibra</sub> /m <sub>compósito</sub>	V <sub>fibra</sub> /V <sub>compósito</sub>	Direção	σ <sub>rotura</sub> [MPa]	ε <sub>rotura</sub> [%]	E [MPa]
T2	Poliéster	1,24	31,4%	27,2%	0°	39,2	2,80%	1502
					90°	44,7	4,20%	1607
T9	Poliéster	1,88	65,5%	47,4%	0°	352,9	1,75%	16785
					90°	324,6	2,02%	14312

Posteriormente, consoante a resistência do painel compósito sanduiche a obter, estabeleceram-se diferentes combinações de lâminas, podendo variar o número de cada tipo utilizado e a sua ordem de aplicação. Desta forma, 3 laminados híbridos distintos foram produzidos e analisados, conforme o esquema da Figura 3, incluindo:

- Laminado 2T9+T2: laminado composto por 1 lâmina T2 (juta) e 2 lâminas T9 (vidro);
- Laminado 3T9+T2: laminado composto por 1 lâmina T2 (juta) e 3 lâminas T9 (vidro);
- Laminado 4T9+T2: laminado composto por 1 lâmina T2 (juta) e 3 lâminas T9 (vidro).

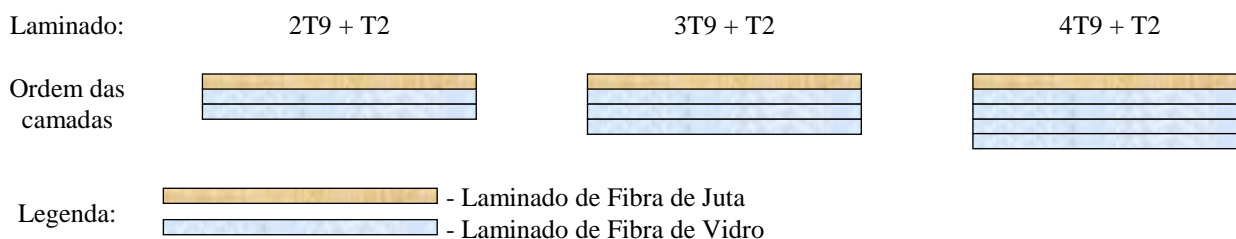


Fig. 3: Esquema da composição dos diferentes laminados híbridos

Assim, obtiveram-se laminados com diferentes espessuras, de acordo com a Tabela 4. Para formar o Painel Compósito Sanduiche, os diferentes laminados híbridos foram colados a um núcleo de XPS de 30 kg/m<sup>3</sup> e resistência à compressão de 300 KPa. Na colagem foi utilizado um adesivo epóxico, numa quantidade fixa por metro quadrado, cerca de 375 g/m<sup>2</sup>. A espessura de todos os provetes foi mantida constante, tendo-se fixado nos 72 mm, tendo para isso a espessura do núcleo de XPS variado de painel para painel.

Desta forma, os 3 protótipos de painel sanduiche compósito foram analisados entre si, assim como analisados de forma comparativa com soluções padrão. Para tal, construíram-se provetes de ensaio incorporando placas de gesso cartonado, simulando uma parede convencional. O gesso cartonado utilizado apresentava uma espessura de 12,5 mm e uma massa superficial de 7,8 kg/m<sup>2</sup>. No total foram analisadas 3 soluções em gesso cartonado, de acordo com a Tabela 4, incluindo:

- “Painel Gesso + XPS”: solução tipo painel, composta por 2 placas de gesso cartonado ligadas a uma placa de XPS; esta solução apresenta a mesma espessura dos painéis compósitos sanduiche, 72 mm;
- “Parede Gesso”: solução tipo parede em gesso cartonado, composta por 2 placas de gesso cartonado aparafusadas a 2 montantes em aço enformado a frio, formando no interior uma caixa-de-ar;
- “Parede Gesso + Isolamento”: exatamente a mesma solução construtiva da amostra “Parede Gesso” mas com a introdução de uma manta isolante de lã-de-rocha com 30 kg/m<sup>2</sup>.

As dimensões de todos os provetes são apresentados na Tabela 1, sendo que a Figura 4 mostra os provetes utilizados para ensaio.



Fig. 4:Provetes desenvolvidos (da esquerda para a direita): 2T9+T2, 3T9+T2, 4T9+T2, Painel Gesso + XPS e Parede Gesso + Isolamento (o mesmo provete foi utilizado para a “Parede Gesso” contudo sem a manta de lã de rocha)

Tabela 4: Composição das Amostras analisadas

Amostra	Massa por unidade de superfície [kg/m <sup>2</sup> ]	Espessura total [mm]	Espessura laminado [mm]	Material Isolamento	Espessura Isolamento [mm]
Painel 2T9+T2	7,85	72	1,85	XPS	68,3
Painel 3T9+T3	7,93	72	2,20	XPS	67,4
Painel 4T9+T3	9,20	72	2,70	XPS	66,6
Painel Gesso + XPS	16,84	72	12,5*	XPS	47
Parede Gesso	20,33	95	12,5*	Nenhum	-
Parede Gesso + Isolamento	21,82	95	12,5*	Lã de Rocha	-

\*Nota: nos valores com “\*” a espessura de laminado diz respeito à espessura das placas de gesso cartonado.

As soluções em gesso cartonado (solução padrão) são incluídas no estudo como soluções de referência, uma vez que se trata de um material largamente utilizado na construção leve.

### Caracterização Acústica

A caracterização acústica foi realizada em provetes de dimensão 220x220 mm numa caixa em material compósito, isolada acusticamente, construída para o efeito (Figura 5) de acordo com o especificado por [11,12]. Esta caixa é composta por:

- Fonte sonora: responsável pela criação do ruído;
- Orifícios para colocação de sonómetros: disponíveis a diferentes distâncias da fonte sonora;
- Ranhuras para colocação de amostras: para garantir a fixação das amostras e o seu posicionamento a distâncias conhecidas da fonte sonora.

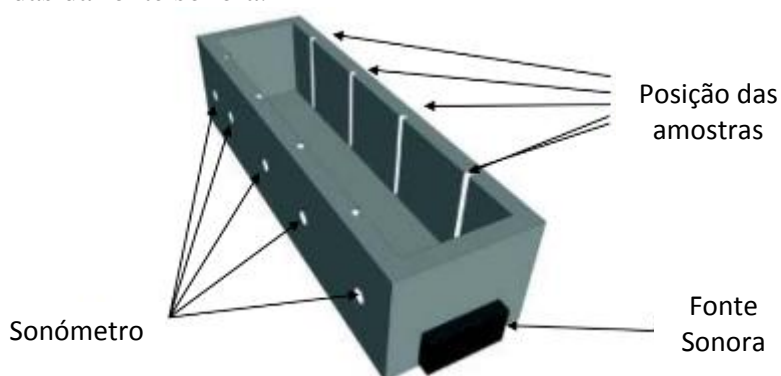


Fig. 5: Caixa de avaliação qualitativa da redução de ruído [11]

O isolamento sonoro foi medido em termos da redução de ruído sonora verificada em cada amostra, mantendo sempre a distância entre a amostra e a fonte de emissão sonora. A redução do ruído foi obtida subtraindo a redução do nível de ruído com amostra e sem amostra. As medições foram realizadas com recurso a dois sonómetros que medem a intensidade do som, antes e depois das amostras (Figura 6). O som foi originado a partir de um computador recorrendo a uma faixa áudio com ruído rosa, onde todos os valores recolhidos eram posteriormente registados.

A caixa em questão permite a avaliação da redução de ruído sonoro a diferentes distâncias entre o foco emissor (fonte sonora) e o foco recetor. No presente caso, foram utilizadas as 1ª e 2ª posições que apresentam uma distância entre si de 12,5 cm, ficando a amostra colocada numa ranhura de modo equidistante das duas posições (Figura 7).

A medição do ruído sonoro foi realizada através de um varrimento automático em todas as bandas de oitavas, desde os 51.5 Hz até aos 16000 Hz. Em cada medição, o varrimento foi realizado durante 10 minutos de forma a obter um número considerável de medições. Em cada varrimento os sonómetros adquiriram e gravaram o ruído registado no interior da caixa. No final, e de forma automática, os sonómetros determinam uma média aritmética dos valores registados. De forma a

dispersar eventuais erros causados por ruído externo induzido no interior da caixa, para cada amostra, foram realizadas 3 varrimentos.



Fig. 6: Interior da caixa de ensaios acústicos (à esquerda) e montagem utilizada (à direita).

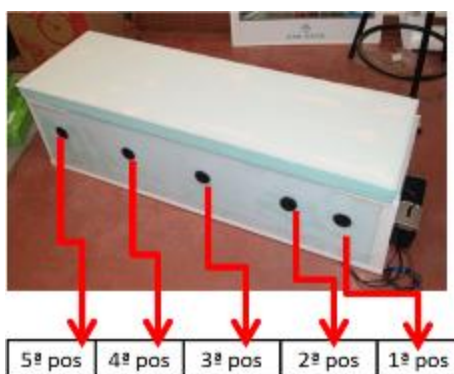


Fig. 7: Identificação das diferentes posições de medição do ruído

## Resultados obtidos

Os resultados obtidos na atividade experimental estão visíveis na Tabela 5.

Tabela 5: Redução de ruído sonoro verificado para cada amostra

f [Hz]	Painel 2T9+T2		Painel 3T9+T2		Painel 4T9+2		Painel Gesso Cartonado + XPS		Parede Gesso Cartonado		Parede Gesso Cartonado + Lã de Rocha	
	R [dB]	c.v. [%]	R [dB]	c.v. [%]	R [dB]	c.v. [%]	R [dB]	c.v. [%]	R [dB]	c.v. [%]	R [dB]	c.v. [%]
16k	30,0	3,0%	29,2	4,4%	23,2	0,9%	27,2	6,1%	23,4	1,1%	25,5	0,3%
8k	28,0	5,4%	26,8	2,7%	22,4	0,4%	25,7	0,7%	25,4	0,0%	26,8	0,6%
4k	14,2	8,4%	14,0	2,0%	9,8	3,8%	14,6	6,7%	18,5	5,3%	21,9	0,6%
2k	12,0	10,6%	13,7	4,7%	10,3	3,5%	11,7	7,1%	19,9	7,2%	21,9	0,2%
1k	12,2	6,0%	12,3	0,7%	8,8	5,2%	9,7	5,5%	18,9	2,5%	21,4	1,4%
500	14,2	4,7%	15,1	3,3%	12,2	2,1%	13,5	3,1%	17,3	3,3%	20,5	1,1%
250	15,8	2,4%	14,8	1,3%	14,2	2,0%	14,9	2,8%	8,8	3,3%	9,9	3,7%
125	16,5	11,5%	16,0	8,6%	14,5	14,7%	17,8	1,6%	14,4	2,3%	15,4	2,9%
63	12,7	16,1%	13,0	11,3%	12,5	7,0%	15,8	7,5%	13,8	3,1%	14,0	1,2%
31.5	0,7	113%	4,0	101%	4,0	77,5%	4,7	57,2%	7,9	36,4%	5,9	6,2%

Na maioria das frequências analisadas verifica-se que o coeficiente de variação encontra-se abaixo dos 5%. Contudo, nas frequências abaixo dos 125 Hz verificou-se que o coeficiente de variação é excepcionalmente alto. Tal facto pode-se explicar pelo baixo valor da redução do ruído sonoro nessas frequências, assim como pela natural dificuldade em isolar convenientemente a caixa de testes para frequências mais baixas (ruído mais grave). Além disso, noutras frequências, e em casos pontuais, registaram-se coeficientes de variação entre os 5% e os 10%, ligeiramente superiores ao normal

verificado no conjunto das medições. Estes coeficientes de variação ligeiramente superiores podem explicar-se também por eventuais ruídos introduzidos externamente na medição. De maneira a visualizar de uma forma mais fácil os valores obtidos, assim como a sua variação, apresenta-se na Figura 8 um gráfico com os valores obtidos de redução do ruído sonoro para cada amostra em função da frequência.

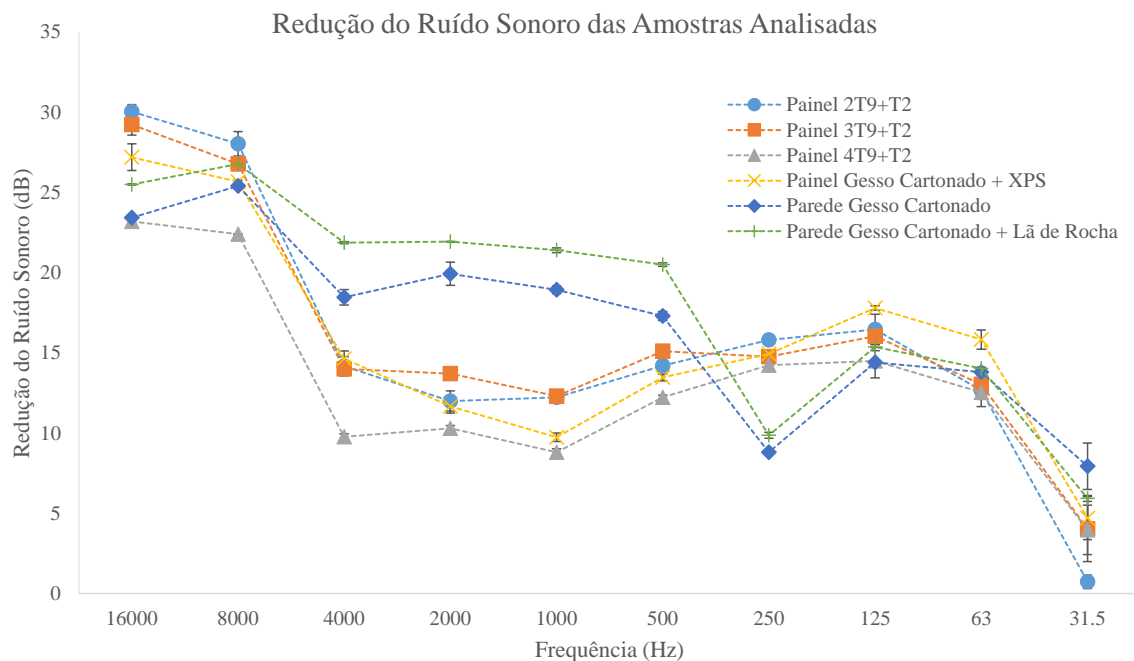


Fig. 8: Redução sonora das amostras analisadas

Os valores obtidos mostram uma clara diferença entre a redução do ruído sonoro verificada entre os Painéis Compósitos Sanduíche e as soluções em “Parede Gesso Cartonado”, com e sem isolamento. Por sua vez, o comportamento acústico do “Painel em Gesso Cartonado + XPS” é bastante semelhante ao comportamento dos Painéis Compósitos Sanduíche. A diferença de comportamento entre as soluções do tipo “painel” e “parede” são verificadas essencialmente entre os 4000 Hz e as 500 Hz. Todas as soluções apresentam um desempenho superior no isolamento sonoro em frequências mais altas, contudo o inverso é também válido, sendo que o isolamento sonoro na frequência de 31.5 tem o valor mais baixo registado.

### Análise resultados

Analisando apenas os valores obtidos para cada solução e em cada frequência, não é possível efetuar uma comparação quantitativa do isolamento sonoro verificado em cada solução, pois, em soluções como as paredes em gesso cartonado, com e sem isolamento, verifica-se que apesar de em grande parte das frequências o isolamento sonoro ser superior às restantes soluções, nas frequências mais baixas (por volta dos 250 Hz) o isolamento é inferior.

Desta forma, para classificar quantitativamente o desempenho de cada solução recorreu-se às normas ISO 717-1 e ASTM E413-00, para determinar o Índice de Redução Sonora ( $R_w$ ). Para tal, é utilizada a curva de referência indicada na norma referida que associa a cada frequência um nível normalizado de pressão. De seguida, é sobreposta a curva normalizada sobre a curva da redução do ruído sonoro em cada amostra, determinada experimentalmente. Seguidamente, ajusta-se a posição da curva de referência, para que o valor médio dos desvios desfavoráveis, calculada pela divisão da soma dos desvios desfavoráveis pelo número total de bandas de frequência consideradas no ensaio, seja o mais elevado possível, mas sem nunca ultrapassar o valor de 2 dB, assim como não exceder 8 dB em nenhuma frequência. O valor único do índice de redução sonora,  $R_w$ , corresponde ao valor

da ordenada aos 500 Hz, obtido na curva normalizada no final do método, [13]. Os valores utilizados para a curva de isolamento sonoro normalizada estão visíveis na (Tabela 6).

Tabela 6: Valores da curva de referência utilizada

Frequência [Hz]	125	160	200	250	315	400	500	630
Valor [dB]	-16	-13	-10	-7	-4	-1	0	1
Frequência [Hz]	800	1000	1250	1600	2000	2500	3150	4000
Valor [dB]	2	3	4	4	4	4	4	5

Tendo em conta as limitações do sonómetro utilizado, que apenas tem capacidade de medição de ruído em bandas de oitava de referência, a análise quantitativa foi realizada apenas considerando os valores nas oitavas dos 125 Hz aos 4k Hz. Na Tabela 7 apresentam-se os valores de  $R_w$  obtidos para cada solução, assim como o valor da média dos desvios e do somatório dos desvios.

Tabela 7: Valores de  $R_w$ , desvios máximos e do somatório dos desvios verificado em todas as amostras analisadas.

f [Hz]	Painel 2T9+T2		Painel 3T9+T2		Painel 4T9+T2		Painel Gesso Cartonado + XPS		Parede Gesso Cartonado		Parede Gesso Cartonado + Lã de Rocha	
	Rw [dB]	Desvio [dB]	Rw [dB]	Desvio [dB]	Rw [dB]	Desvio [dB]	Rw [dB]	Desvio [dB]	Rw [dB]	Desvio [dB]	Rw [dB]	Desvio [dB]
Média dos desvios	1,93		1,67		1,52		1,83		1,76		1,49	
Desvio Máximo	5,00		3,70		3,23		5,27		3,53		3,13	
$R_w$	13		13		9		12		18		20	

Contudo, conforme se verifica na literatura [13, 14] a redução do ruído sonoro depende, em grande medida, da massa superficial dos elementos de separação. Como tal, torna-se necessário relacionar o índice de redução sonora com a massa superficial das diferentes soluções estudadas. Os resultados desta análise encontram-se na Figura 9.

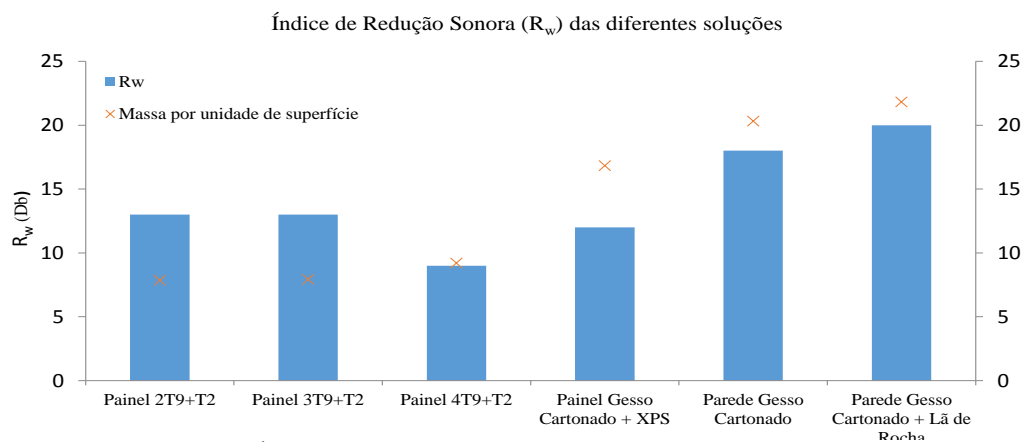


Fig. 9: Índice de Redução Sonora das Amostras Analisadas

Assim sendo, visualizando o gráfico da Figura 9, é possível verificar que a redução do ruído sonoro depende em grande medida da massa superficial dos elementos. No caso do “Painel 4T+T2”, em que a sua massa é praticamente a mesma dos restantes painéis compostos híbridos, o seu isolamento sonoro é inferior em cerca de 4 dB. Situação semelhante se verifica para o caso da amostra “Painel Gesso Cartonado + XPS” em que a massa superficial é cerca de 7 kg superior às primeiras duas amostras, mas o seu isolamento acústico situa-se 1 dB abaixo das duas primeiras soluções.

Discrepâncias deste género, foram já relatadas por outros autores, pois conforme relatado por nem sempre dois elementos com a mesma massa superficial apresentam os mesmos índices de isolamento sonoro, sendo esta questão mais importante quando são relacionados elementos simples com elementos duplos, pois o isolamento sonoro depende também de [14]:

- Existência de caixa-de-ar: uma caixa-de-ar de 1 cm permite um isolamento sonoro até 2 dB, enquanto uma caixa-de-ar de 5 a 10 cm pode ir aos 5 dB;

- Existência de material absorvente na caixa-de-ar: um material absorvente com 1 cm permite um isolamento sonoro até 1 dB, enquanto com uma espessura de 5 a 10 cm pode ir de 3 a 4 dB;
- Diferença entre materiais que compõem os painéis: painéis constituídos por materiais diferentes como pisos com teto falso, podem permitir um isolamento sonoro até 4 dB.

A Figura 10 apresenta os diferentes índices de redução sonora específicos, ou seja, o quantidade de dB de redução sonora por cada quilograma de massa superficial que cada amostra apresenta.

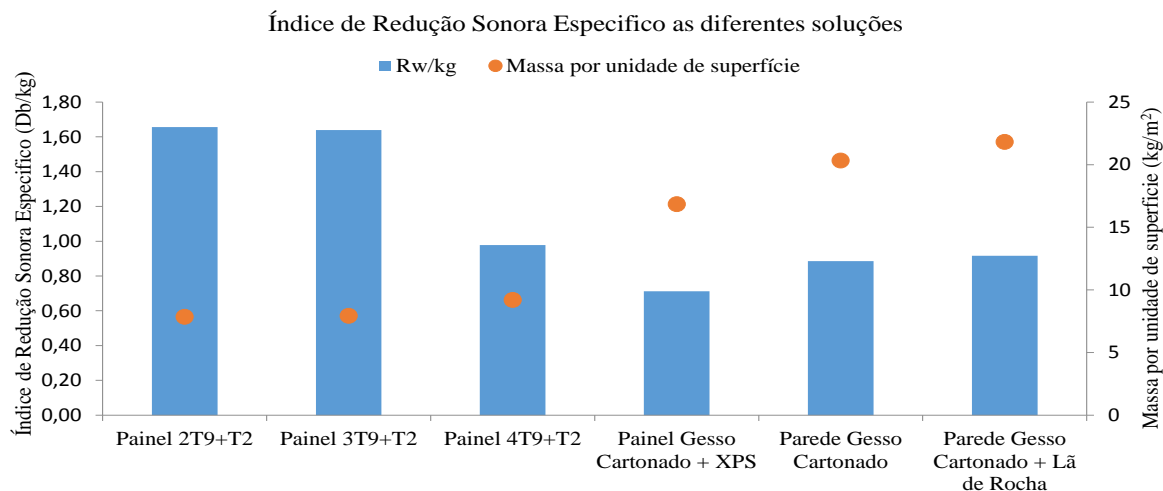


Fig. 10: Índice de Redução Sonora Específico de cada amostra Analisada

Analisando este gráfico, verifica-se que o desempenho dos Painéis Sanduiche Compósito é superior às restantes amostras. Ou seja, por cada quilograma de massa superficial, os Painéis Sanduiche desenvolvidos apresentam uma superior capacidade de redução do ruído sonoro.

## Conclusões

A realização deste trabalho permitiu concluir que dos Painéis Compósitos Sanduiche desenvolvidos, aqueles que apresentaram o melhor desempenho ao nível acústico foram o “Painel 2T9+T2” e o “Painel 3T9+T2”, com um índice de redução sonora de 13 dB. Pelo contrário, a solução com pior desempenho, foi a solução “Painel 4T9+T2” com um índice de redução sonora de 9 dB. Tal facto, poderá ter explicação devido à inferior espessura de XPS no painel, causada pela maior espessura do laminado em Compósito, sem que o aumento de massa superficial compensasse a espessura de isolamento perdida. Contudo, o mesmo não se verifica entre a amostra “Painel 2T9+T2” e a amostra “Painel 3T9+T2”, em que o índice de redução sonora é o mesmo. O mesmo se conclui quando se compara o Índice de Redução Sonora Específico. Tendo em conta esta diferença de comportamento, a resposta para estes resultados, poderá estar relacionada com o processo de colagem do laminado ao núcleo de XPS, pois, apesar de ter sido colocado uma quantidade fixa de adesivo por unidade de superfície, o processo de espalhamento foi manual, pelo que a quantidade de cola pode não ter sido constante nas amostras analisadas e este facto poderá ter levado à obtenção de algumas zonas do painel sem colagem uniforme, o que poderá ter influenciado a medição.

Por outro lado, comparando o Índice de Redução Sonora das soluções desenvolvidas com as soluções em gesso cartonado verifica-se que a solução “Parede em Gesso Cartonado” com e sem isolamento apresenta um índice de redução acústica superior às soluções desenvolvidas. Contudo, esta diferença explica-se pela massa por unidade de superfície superior que estas soluções apresentam, pois analisando o Índice de Redução Sonora Específica as soluções desenvolvidas em material compósito apresentam um desempenho superior às soluções consideradas de referência.



## Agradecimentos

Este trabalho é financiado por Fundos FEDER através do Programa Operacional Fatores de Competitividade – COMPETE no âmbito do projeto em co-promoção com referência “FCOMP-01-0202-FEDER-021581”.



## Referências

- [1] L.C. Hollaway; “A review of the present and future utilization of FRP composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties” *Construction and Building Materials journal*, 24 (2010) 2419–2445;
- [2] S. Patinha, M. M. Morais e P. Cachim; “Construção Modular Casa numa Caixa”, Congresso de Inovação na Construção Sustentável (CINCOS 12), 20 a 22 de Setembro de 2012, Aveiro, Portugal;
- [3] P. Santos; “Evolução das Soluções de Parede face a Novas Exigências regulamentares” Seminário sobre Paredes de Alvenaria, P.B. Lourenço et al. (eds.), Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2007, Lisboa;
- [4] T. Wang, V. Sokolinsky, S. Rajaram, S. R. Nutt; “Assessment of sandwich models for the prediction of sound transmission loss in unidirectional sandwich panels”, *Journal of Applied Acoustics* 66 (2005) 245–262;
- [5] T. Wang, S. Li, S. Nutt; “Optimal design of acoustical sandwich panels with a genetic algorithm” *Journal of Applied Acoustics* 70 (2009) 416–425;
- [6] P. Thamburaj, J. Q. Suno; “Optimization of anisotropic sandwich beams for higher sound transmission loss” *Journal of Sound and Vibration* (2002) 254(1), 23-36;
- [7] C. Ng, C. Hui; “Low frequency sound insulation using stiffness control with honeycomb panels” *Journal of Applied Acoustics* 69 (2008) 293–30;
- [8] H. Wen-chao, Ng Chung-fai; “Sound Insulation Improvement using Honeycomb Sandwich Panels” *Applied Acoustics*, Vol. 53, No. 1-3, pp. 163-177, 1998;
- [9] A. Alves, J. Velosa, S. Patinha, S. Rana e R. Figueiro; “Development and mechanical characterization of bio-composites for application in light-weight construction”, 4th International Conference on Integrity, Reliability and Failure - IRF 2013, Funchal, Portugal, 23 a 27 de Junho de 2013;
- [10] S. Patinha, J. Velosa, A. Alves, S. Rana, R Figueiro; "Comparison Of Flexural Properties of Biocomposites and Plaster Board Panels", 1st International Conference on Natural Fibers - ICNF 2013, 9 a 11 de Junho 2013 Guimarães, Portugal;
- [11] R. Carvalho, S. Rana, R. Figueiro and F. Soutinho; “Noise reduction performance of hermobonded nonwovens” 12th World Textile Conference AUTEX 13 a 15 de Junho 2012, Zadar, Croacia;
- [12] Surajit Sengupta; “Sound reduction by needle- punched nonwoven fabrics”, *Indian Journal of Fibre & Textile Research*, Vol. 35, September 2010, pp. 237-242;
- [13] Ana Ferreira; “Soluções Técnicas para Isolamento Sonoro de Edifícios de Habitação”, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Outubro, Lisboa, Outubro, 2007.

- [14] Gonçalo Tomaz Lopes Almeida, “Análise de Soluções Construtivas para a Verificação de Requisitos Térmicos e Acústicos em Edifícios de Habitação”, Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa, 2009.



## **Análise comparativa entre a fibra de sisal e a fibra de piaçava como reforços em compósitos cimentícios**

FELIPE Martins Ramos dos Santos<sup>1, a</sup>, THIAGO Francisco de Souza<sup>1, b</sup>,  
ROSANA de Albuquerque Arléo Alvim<sup>1, c</sup>, DANILO de Santana Nunes<sup>1, d</sup> e  
FRANCO Dani Rico Amado<sup>2, e</sup>

<sup>1</sup>LEMER, UESC, Rodovia Jorge Amado, Km 16, Salobrinho, 45662-900 – Ilhéus, BA, Brasil

<sup>2</sup>LAMMA, UESC, Rodovia Jorge Amado, Km 16, Salobrinho, 45662-900 – Ilhéus, BA, Brasil

<sup>a</sup>felipe\_mrs@hotmail.com, <sup>b</sup>tfsouza@uesc.br, <sup>c</sup>ralvim@uesc.br, <sup>d</sup>engdnunes@yahoo.com.br,  
<sup>e</sup>franco.amado@gmail.com

**Palavras-chave:** Compósitos cimentícios, Fibra de sisal, Fibra de piaçava, Propriedades mecânicas, Sustentabilidade.

**Resumo.** Devido à busca por sustentabilidade, materiais compósitos de matriz cimentícia reforçados com fibras naturais estão cada vez mais sendo estudados por diferentes autores. O uso dessas fibras como reforço oferece vantagens como a baixa densidade e o menor custo, além do fato de serem renováveis e biodegradáveis. A fibra de sisal é uma das mais comumente aplicadas e estudadas nas pesquisas. Entretanto, existe uma variedade de fibras disponíveis para serem analisadas. Dentre elas, encontra-se a fibra de piaçava, que é proveniente da palmeira *Attalea Funifera Martius*, ou piaçaveira, e é amplamente cultivada no Brasil, em especial na Bahia. Diante disso, este trabalho se propõe a realizar uma análise comparativa entre a fibra de sisal e a fibra de piaçava como reforços em compósitos cimentícios. Para isso, corpos-de-prova padronizados foram produzidos e as propriedades mecânicas resultantes foram estudadas, através dos ensaios de tração na flexão (NBR 12142 [1]) e de compressão (NBR 5739 [2]).

### **Introdução**

A alta competitividade dos diferentes setores industriais, em especial a construção civil, aliada aos avanços tecnológicos, vem levando a necessidade de criação de produtos inovadores, que atraiam consumidores tanto pela sua utilidade e qualidade quanto pela capacidade de atender a requisitos de sustentabilidade, tais como preservação do meio-ambiente, preocupação com saúde pública, utilização eficiente dos recursos disponíveis e reciclagem de materiais [3].

O setor da construção civil é um grande consumidor de matérias-primas e um dos maiores geradores de poluentes, especialmente resíduos sólidos, em todo o mundo. Para tentar reduzir os impactos ambientais e sociais resultantes dessas características, surge o conceito de construção sustentável. Trata-se de um sistema construtivo que promove alterações conscientes, de forma a atender as necessidades de habitação do homem, preservando o meio-ambiente e os recursos naturais e garantindo qualidade de vida para as gerações atuais e futuras [4].

A evolução dos materiais a base de cimento, a partir de novas tecnologias e da incorporação de outros agregados e materiais alternativos, demonstra os esforços que estão sendo feitos na busca pelo desenvolvimento desses novos produtos sustentáveis. Uma das opções de agregados que vem sendo estudadas são as fibras, que podem ser sintéticas ou naturais. Quando adicionadas à matriz mais frágil, elas retardam e reduzem a fissuração, melhoram a resistência à tração e ao impacto e aumentam a tenacidade e ductilidade, permitindo deformações relativamente grandes sem perda da integridade [5,6]. De fato, a eficiência das fibras pode ser julgada pelo aumento na resistência e na tenacidade do compósito [7].

As fibras naturais têm muitas vantagens em comparação com as fibras sintéticas, como baixa densidade, menor custo, propriedades específicas aceitáveis e também elas são renováveis e biodegradáveis [8]. O amianto é a fibra natural mais utilizada na construção civil. Contudo, devido ao seu potencial para causar danos à saúde humana, têm-se buscado a sua substituição como reforço em matrizes cimentícias por outras fibras naturais, em geral de origem vegetal [9].

Plantas como de linho, algodão, cânhamo, juta, sisal, kenaf, abacaxi, rami, bambu, banana, etc., bem como madeira, usada desde tempos remotos como recurso de fibras lignocelulósicas, são mais e mais frequentemente aplicadas como o reforço de compósitos [10]. Autores têm apresentado várias experiências sobre o uso de matrizes a base de cimento reforçadas com fibras naturais para a produção de elementos de construção como telhas, painéis de parede e reservatórios de água [11]. De fato, a utilização de diferentes tipos de fibras vegetais como reforço em compósitos de matriz cimentícia vem progressivamente sendo estudada por diversos autores. (Holmer Savastano Júnior) > Agopyan, em seu abrangente trabalho, relacionou 19 tipos de fibras vegetais potencialmente úteis para a construção civil [12]. Savastano Jr. selecionou 8 tipos de fibras cultivadas pelos principais centros produtores brasileiros, conforme Tabela 1.

Tabela 49: Fibras vegetais brasileiras selecionadas por Savastano Jr.

Fibra	Nome botânico	Parte da planta	Principais centros produtores
Sisal	<i>Agave sisalana</i> Perrine	Folha	Semi-árido da Bahia e da Paraíba
Piaçava	<i>Attalea funifera</i> Mart.	Bainha foliar	Região de Valença, BA
Coco	<i>Cocos nucifera</i> Linn.	Mesocarpo do fruto	Região de Recife, PE e Aracaju, SE
Algodão	<i>Gossypium herbaceum</i> Linn.	Semente	Campina Grande, PB
Celulose de eucalipto	<i>Eucalyptus grandis</i> - clones	Tronco	Aracruz, ES
Rami	<i>Boemmeria nivea</i> Gaud.	Caule	Região de Londrina, PR
Banana cultivar nanicão	<i>Musa cavendishii</i>	Pseudocaule	Vale do Ribeira, SP
Malva	<i>Urena lobata</i> Linn.	Caule	Amazônia

Neste trabalho, foram consideradas como reforços as fibras de sisal e de piaçava, que são abundantemente encontradas no estado da Bahia. O sisal (*Agave sisalana* Perrine) fornece a principal fibra dura produzida no mundo, sendo uma das fibras naturais mais amplamente utilizadas e pesquisadas [14]. Atualmente, o Brasil é o maior produtor e a Bahia é responsável por 80 % da produção nacional [5]. Extraída das folhas, a fibra é destinada principalmente à indústria de cordoaria e artesanato para confecção por exemplo de cordéis, sacos, tecidos, redes e tapetes [5,15]. A piaçaveira (*Attalea funifera* Mart.) é a planta que dá origem à fibra de piaçava. Em 2010, a quantidade coletada de fibras de piaçava no Brasil foi de 63776 toneladas, sendo a Bahia o principal estado produtor (61538 toneladas), seguido pelo Amazonas (2230 toneladas) e pelo Maranhão (9 toneladas) [3]. Na Bahia, encontram-se 17 dos 20 maiores produtores nacionais, com destaque para os municípios de Ilhéus, Nilo Peçanha, Cairú e Ituberá, que são responsáveis por 85 % da produção total [16]. As fibras de piaçava são aplicadas na fabricação de vassouras, escovas industriais, cordas, cestos, tapetes e telhados [17].

Tanto a fibra de sisal como a fibra de piaçava, seja na forma bruta, beneficiada ou industrializada, são importantes agentes socioeconômicos para as regiões produtoras, em especial na Bahia [14]. Isso porque tratam-se de produtos que geram divisas, através do consumo interno e da exportação, e pela capacidade de gerar empregos em toda a sua cadeia, desde a lavoura até a comercialização [18]. Além disso, o sisal e a piaçaveira se desenvolvem bem em condições climáticas pouco favoráveis e em solos de baixa fertilidade e com características físicas, por vezes, inadequadas para a exploração de outras culturas com resultados econômicos satisfatórios, evitando, assim, o êxodo rural e a desertificação da região [3,6,14].

Embora ambas as fibras tenham seus mercados estabelecidos, a utilização delas como reforço de compósitos para construção pode agregar valor e garantir uma maior demanda pelas mesmas [5,6,15]. Os estudos sobre o uso da fibra de sisal como reforço de matrizes cimentícias iniciaram há tempo atrás. Desde então, vários trabalhos foram realizados sobre o tema, visando a caracterização e o desenvolvimento de compósitos com propriedades e durabilidade aceitáveis e, também, a

produção e a viabilidade técnica e financeira de produtos para a construção civil. Já os estudos com fibra de piaçava reforçando matrizes à base de cimento são mais recentes.

Portanto, visto que a fibra de sisal é uma das mais comumente aplicadas e estudadas nas pesquisas sobre compósitos em todo o mundo e que a fibra de piaçava ainda é pouco explorada neste sentido, este trabalho se propõe a realizar uma análise comparativa entre a fibra de sisal e a fibra de piaçava como reforços em compósitos cimentícios.

## Materiais e métodos

**Materiais e preparação das amostras.** Os materiais utilizados neste trabalho foram adquiridos localmente e incluem cimento Portland do tipo CP V ARI, areia como agregado fino, metacaulinita e cinza volante como adições minerais, fibras de sisal e fibras de piaçava como reforços e água. As fibras de sisal e de piaçava foram cortadas com uma tesoura na dimensão de 2 cm, sendo amostras aleatórias medidas com régua para controle da qualidade. A metacaulinita e a cinza volante foram utilizadas com o objetivo de tornar a matriz livre de hidróxido de cálcio (CaOH<sub>2</sub>), visando minimizar o processo de mineralização das fibras e, conseqüentemente, seu enfraquecimento na matriz alcalina de cimento [3].

Antes do processo de mistura, todos os materiais foram pesados. Foram formadas duas composições, uma com 2% de fibras de sisal de 2 cm e outra com 2% de fibras de piaçava de 2 cm. Para a relação material cimentício/areia, fixou-se um traço de 1:0,5, sendo que o material cimentício é composto por 50% de cimento, 30% de metacaulinita e 20% de cinza volante. Esses valores correspondem aos melhores resultados encontrados por Souza [3].

Com as composições definidas, o processo de produção dos corpos-de-prova foi iniciado. Os ensaios de tração na flexão e de compressão utilizaram corpos-de-prova prismáticos com dimensões 16 cm x 4 cm x 4 cm e cilíndricos com diâmetro de 5 cm e altura de 10 cm, respectivamente. Foram produzidos 3 corpos-de-prova para cada formulação em ambos os ensaios. Os materiais foram misturados em uma argamassadeira da marca PAVITEST seguindo as instruções da NBR 7215 [19]. Por último, foram adicionadas as fibras. Na seqüência, a mistura foi colocada nas fôrmas. Com o objetivo de distribuir e assentar a argamassa nas fôrmas de maneira mais eficiente, empregou-se um procedimento de vibração do material por 30 segundos em uma frequência de 45 Hz com o auxílio de um “shaker” GOTECH GT 7002. A desforma dos corpos-de-prova foi realizada 24 horas após a moldagem, sendo os mesmos identificados individualmente. Em seguida, eles passaram por um processo de cura durante 28 dias. Nos primeiros 7 dias, a cura ocorreu em um tanque com água e, nos 21 dias restantes, na atmosfera ambiente. Com esta etapa finalizada, os corpos-de-prova estavam prontos para serem ensaiados.

**Ensaio mecânicos.** Para verificar as propriedades mecânicas dos compósitos, os corpos-de-prova prismáticos (16 cm x 4 cm x 4 cm) e cilíndricos (5 cm x 10 cm) foram submetidos aos ensaios de tração na flexão e de compressão, respectivamente. Os ensaios de tração na flexão foram realizados em uma máquina universal servocontrolada, modelo AI-7000 de capacidade nominal 20 kN da marca GOTECH, conforme à norma NBR 12142 [1]. A configuração empregada foi a de três pontos, biapoiada e com carga centrada, em um regime de deslocamento controlado de 2 mm/min. Com os dados, a resistência à tração na flexão foi calculada e as curvas experimentais carga-deslocamento foram geradas. Para a geração das curvas foi utilizado o programa MathCad<sup>®</sup>. A resistência à tração na flexão foi conseguida pela seguinte equação:

$$f_{ct} = \frac{3 F \cdot L_{ef}}{2 b^3} \quad (1)$$

onde  $F$  é a força máxima em Newtons (N),  $L_{ef}$  é o comprimento efetivo entre os apoios (cm) e  $b$  é a base da seção transversal do corpo-de-prova (cm).

Os ensaios de compressão foram executados com o auxílio de uma prensa hidráulica, modelo PCM100C da marca EMIC, de acionamento manual e com capacidade máxima de 100 toneladas. A

norma NBR 5739 [2] foi seguida e a taxa de carregamento aplicada foi de aproximadamente 0,25 MPa/min. Para manter o alinhamento correto com a célula de carga, discos de neoprene foram encaixados nas bases dos corpos-de-prova, compensando as suas irregularidades superficiais. Ao final, a resistência à compressão dos compósitos foi determinada pela seguinte equação:

$$f_{cc} = \frac{F_{max}}{A} \quad (2)$$

onde:  $F_{max}$  é a força máxima indicada pelo leitor (N) e  $A$  é a área da seção transversal do corpo-de-prova cilíndrico (cm<sup>2</sup>).

## Resultados e Discussões

Em um primeiro momento, salienta-se que, apesar da não realização do ensaio de trabalhabilidade nas formulações estudadas, nenhum problema foi encontrado durante a moldagem dos corpos-de-prova, os quais apresentaram boa qualidade após a desforma. Dito isso, seguem abaixo os resultados dos ensaios de tração na flexão e de compressão.

**Ensaio de tração na flexão.** A resistência à tração na flexão dos materiais a base de cimento é uma importante propriedade para várias aplicações, como vigas, lajes, painéis de cobertura e paredes estruturais. No entanto, devido à baixa resistência à tração e à baixa capacidade de deformação das argamassas e concretos, é necessário adicionar fibras ou barras para que essas propriedades na flexão sejam melhoradas, aumentando também o deslocamento último e a tenacidade desses materiais. Assim, o colapso dos elementos deixa de ser abrupto e só acontece após a ruptura ou o arrancamento das fibras. [6] Ou seja, as fibras, após a fissuração da matriz, suportam as tensões entre as fissuras, prolongando a integridade estrutural e a coesão do compósito. Essa capacidade do material de resistir à ruptura é influenciada pelo tipo, pelo teor e pelo comprimento das fibras.

**Resistência à tração na flexão.** Os valores das resistências à tração na flexão dos corpos-de-prova com fibras de sisal e com fibras de piaçava são apresentados na Tabela 2. A Figura 3 mostra os valores médios para o cimento puro [3] e para os compósitos com fibras de sisal e de piaçava.

Tabela 2 - Resistências máximas à tração na flexão [MPa] das amostras com fibras de sisal e com fibras de piaçava de 2 cm e teor de incorporação 2 %.

Corpo-de-prova	Resistência [MPa] – com fibras de sisal	Resistência [MPa] – com fibras de piaçava
CP1	4,55	3,39
CP2	4,52	2,46
CP3	4,94	2,10

A partir da Figura 1, verifica-se que os dois tipos de reforço utilizados proporcionaram um ganho de resistência à matriz de cimento puro. Nota-se ainda que a fibra de sisal foi mais eficiente do que a fibra de piaçava, visto que garantiu um aumento médio aproximado de 105,72 % contra 16,74 %. Esse resultado já era esperado, visto que a fibra de sisal possui uma resistência à tração maior. No entanto, a discrepância foi muito grande. Uma explicação para isso é que a variação entre os valores dos corpos-de-prova CP1, CP2 e CP3 foi bem maior no grupo de compósitos reforçados com fibra de piaçava, chegando a valores em torno de 61,43 %. No grupo com fibra de sisal, a maior variação foi de 9,29 %, aproximadamente. Essa variação pode ser consequência do processo de produção das amostras, o qual não permite uma distribuição uniforme das fibras entre os corpos-de-prova, diferindo a quantidade presente em cada um. Além disso, a desuniformidade dos diâmetros das fibras também pode contribuir para essa variação, já que a existência de uma maior quantidade de fibras com diâmetros menores na área de carregamento gera uma resistência mais fraca do que aquela gerada por fibras com diâmetros maiores. Neste caso, os compósitos com fibras de sisal são melhores para aumentar a resistência à tração na flexão da matriz cimentícia, pois o volume de reforço adicionado é maior, garantindo uma distribuição mais homogênea, e os diâmetros são mais uniformes. A Figura 2 e a Figura 3 mostram o corpo-de-prova CP1 com fibra de sisal e o corpo-de-

prova CP2 com fibra de piaçava, nesta ordem. É possível observar a maior quantidade de fibra de sisal na região de ruptura e, também, a melhor uniformidade dos diâmetros, em comparação com a fibra de piaçava.

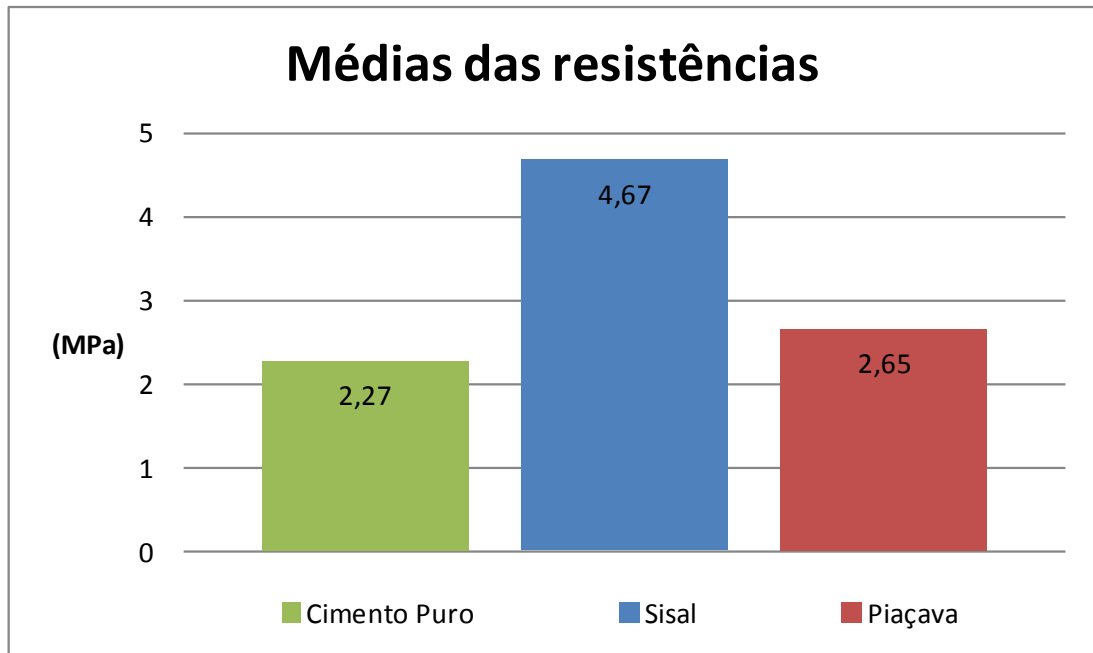


Figura 1 - Médias das resistências máximas à tração na flexão (MPa) do cimento puro e das amostras com fibras de sisal e com fibras de piaçava de 2 cm e teor de incorporação 2 %.



Figura 2 - Corpo-de-prova CP1 reforçado com fibra de sisal no ensaio de tração na flexão.

**Curvas experimentais carga-deslocamento.** As curvas experimentais carga-deslocamento para os corpos-de-prova de matriz cimentícia reforçada com fibras de sisal e com fibras de piaçava são expostas na Figura 4 e na Figura 5, respectivamente.



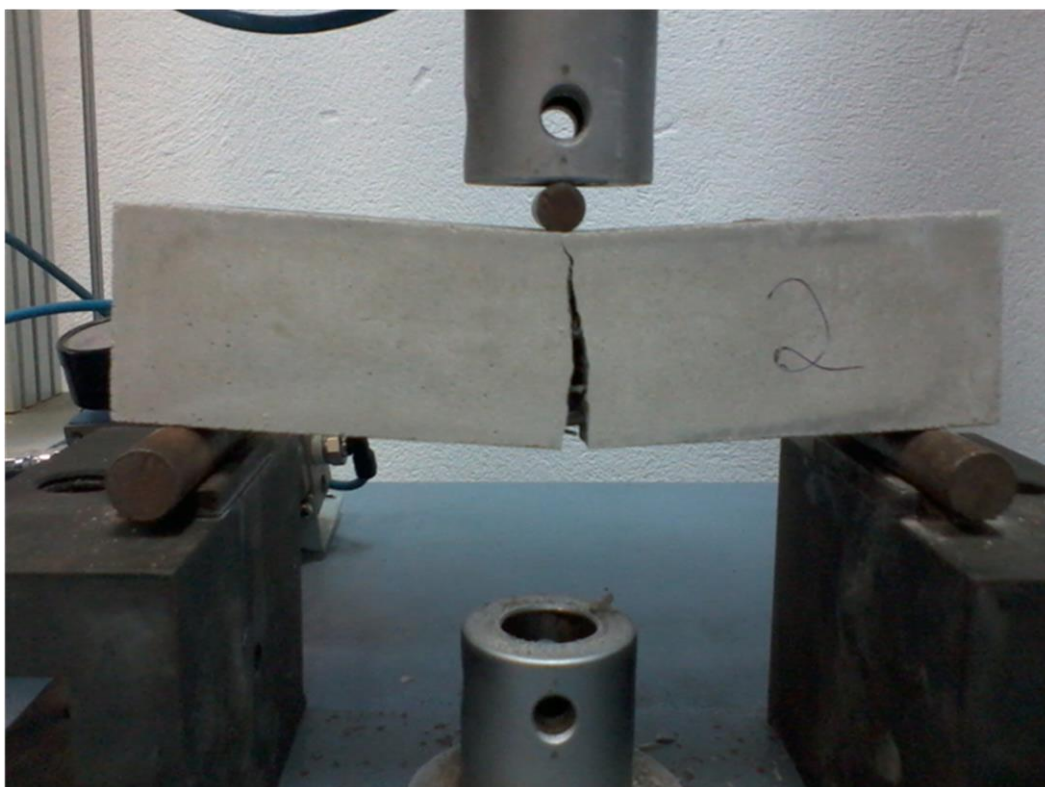


Figura 3 - Corpo-de-prova CP2 reforçado com fibra de piaçava no ensaio de tração na flexão.

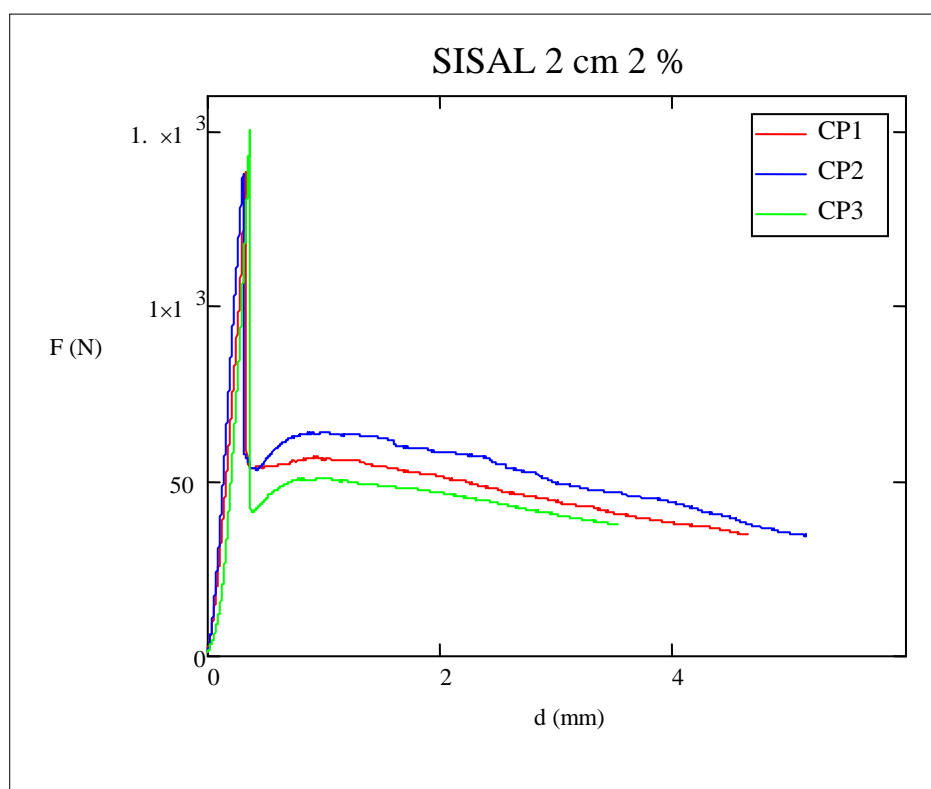


Figura 4 - Curvas experimentais típicas referentes aos ensaios de tração na flexão das amostras com fibras de sisal de 2 cm e teor de incorporação 2 %.

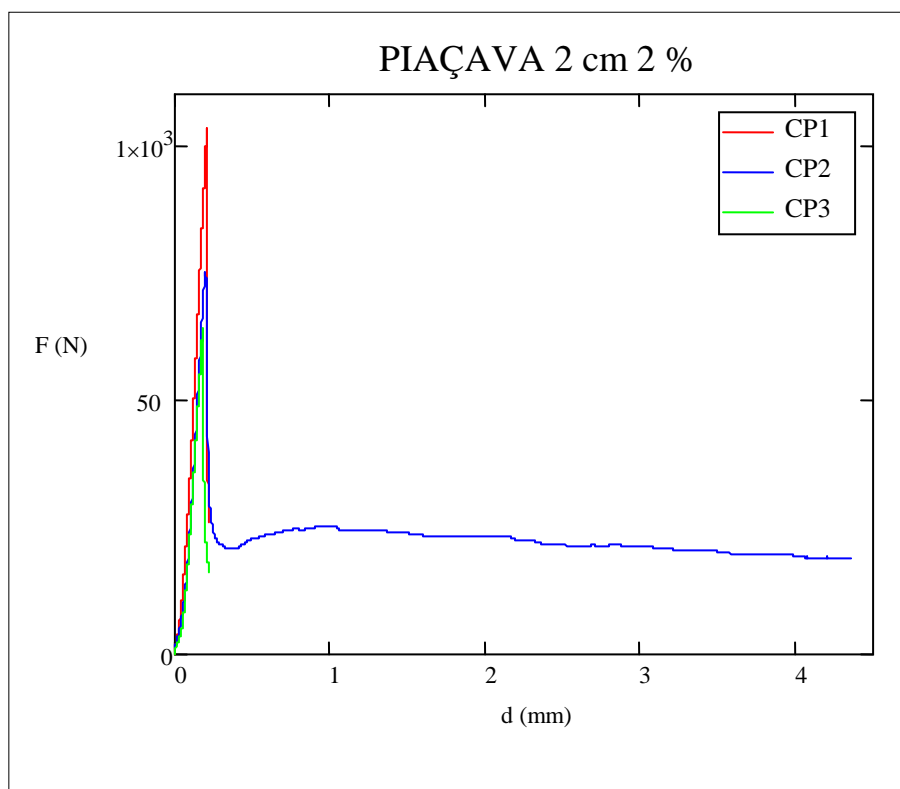


Figura 5 - Curvas experimentais típicas referentes aos ensaios de tração na flexão das amostras com fibras de piaçava de 2 cm e teor de incorporação 2 %.

A partir da Figura 4, observa-se que as amostras com fibras de sisal apresentaram o comportamento esperado para um compósito de matriz frágil (cimentícea) reforçado com fibra vegetal. Ou seja, é possível distinguir duas regiões do gráfico, uma elástica (pré-fissuração) e uma inelástica (pós-fissuração). Na primeira, o comportamento do compósito corresponde ao comportamento da matriz. O final desta região é definida pelo início de fissuração da amostra, e muitas vezes é relacionado à carga máxima alcançada. A partir deste momento, as tensões são redistribuídas e a carga é transferida para as fibras até atingir uma deflexão. As fibras, então, passam a suportar toda a tensão, atingido uma carga máxima pós-pico, até a ruptura do material. Essa ruptura ocorre pelo rompimento ou arrancamento das fibras na região tensionada. [6] O deslocamento visto nas curvas está associado com a tenacidade dos compósitos, que é uma importante característica para materiais cimentícios reforçados com fibras. (Paulo Roberto...)-> De fato, sabe-se que uma das principais funções das fibras é fornecer tenacidade às matrizes frágeis [20]. Deste ponto de vista, as fibras de sisal desempenharam bem o seu papel, conforme Figura 4. Já as fibras de piaçava não tiveram o desempenho esperado. Apenas o corpo-de-prova CP2 garantiu tenacidade à matriz cimentícea, obtendo um deslocamento último de aproximadamente 4,36 mm. Os corpos-de-prova CP1 e CP3 não mudaram o caráter frágil da matriz, pois seus deslocamentos últimos alcançados foram insignificantes. Acredita-se que a causa disso é a mesma mencionada anteriormente, a distribuição não uniforme das fibras entre os corpos-de-prova e os diferentes diâmetros do reforço.

Buscando uma comparação entre as fibras como reforço, optou-se pelas curvas experimentais dos corpos-de-prova com valores de resistência mais próximos da média, conforme Figura 6.

Na Figura 6, constata-se que os comportamentos das curvas são bastante similares entre si e que estão de acordo com o esperado para compósitos de matriz frágil reforçados com fibras. Levando em consideração a carga máxima alcançada, a fibra de sisal é a melhor opção de reforço. Entretanto, vale ressaltar que os resultados dos ensaios dos corpos-de-prova CP1 e CP3 com fibra de piaçava foram muito discrepantes. Para ter uma melhor comparação, deve-se realizar ensaios com mais amostras. Em relação aos deslocamentos últimos, os valores são bem próximos e representam um bom provimento de tenacidade à matriz cimentícea, o que é requisitado em várias aplicações.

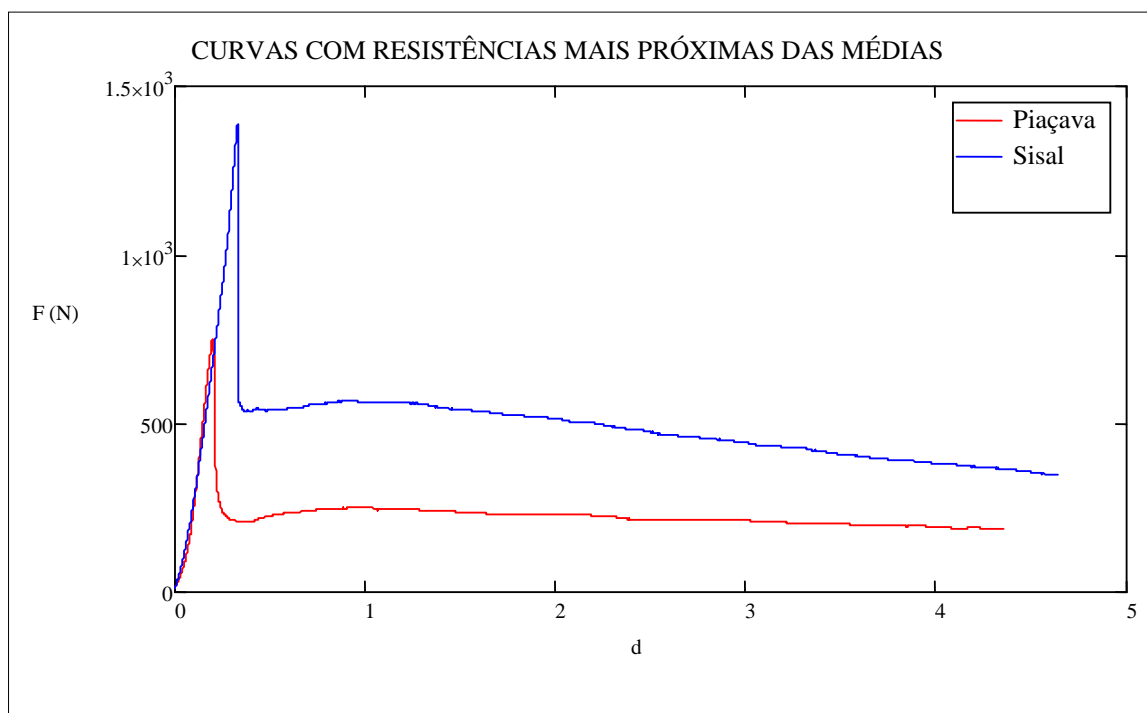


Figura 6 - Curvas experimentais típicas referentes aos corpos-de-prova com resistências mais próximas da média, tanto para fibras de sisal (CP1) como para fibras de piaçava (CP2) de 2 cm e teor de incorporação 2 %.

**Ensaio de compressão.** Uma das propriedades que é estudada nos vários trabalhos sobre compósitos cimentícios reforçados com fibras naturais é a resistência à compressão, a qual é afetada pelo tipo, teor de incorporação, geometria e módulo de elasticidade da fibra, pela resistência da matriz e pelo tamanho, forma e método de preparação da amostra. Sobre as fibras vegetais, como sisal e piaçava, é consenso que a sua adição resulta em uma redução da resistência à compressão. Sabe-se ainda que quanto maior o volume de fibras, maior é a tendência de formação de novelos, o que aumenta a porosidade e, conseqüentemente, diminui a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do material. No entanto, a adição de fibras favorece um comportamento mais dúctil do material após a fissuração, pois elas inibem a formação e propagação de fissuras de tração e de cisalhamento na matriz comprimida. [6] Como já foi mencionado, uma das principais funções das fibras como reforço em matrizes frágeis é fornecer tenacidade.

**Resistência à compressão.** Os valores das resistências à compressão dos corpos-de-prova com fibras de sisal e com fibras de piaçava são apresentados na Tabela 3. A Figura 7 mostra os valores médios para o cimento puro [3] e para os compósitos com fibras de sisal e de piaçava.

Tabela 3 - Resistências máximas à compressão [MPa] das amostras com fibras de sisal e com fibras de piaçava de 2 cm e teor de incorporação 2 %.

Corpo-de-prova	Resistência [MPa] – com fibras de sisal	Resistência [MPa] – com fibras de piaçava
CP1	28,83	31,93
CP2	29,54	32,49
CP3	28,27	30,00

Os valores expostos na Tabela 3 demonstram a boa qualidade conseguida na produção dos corpos-de-prova, visto que a variação entre as resistências das três amostras de cada formulação foi pequena, chegando a um máximo aproximado de 4,49 % e de 8,30 % para os compósitos com fibras de sisal e de piaçava, respectivamente.

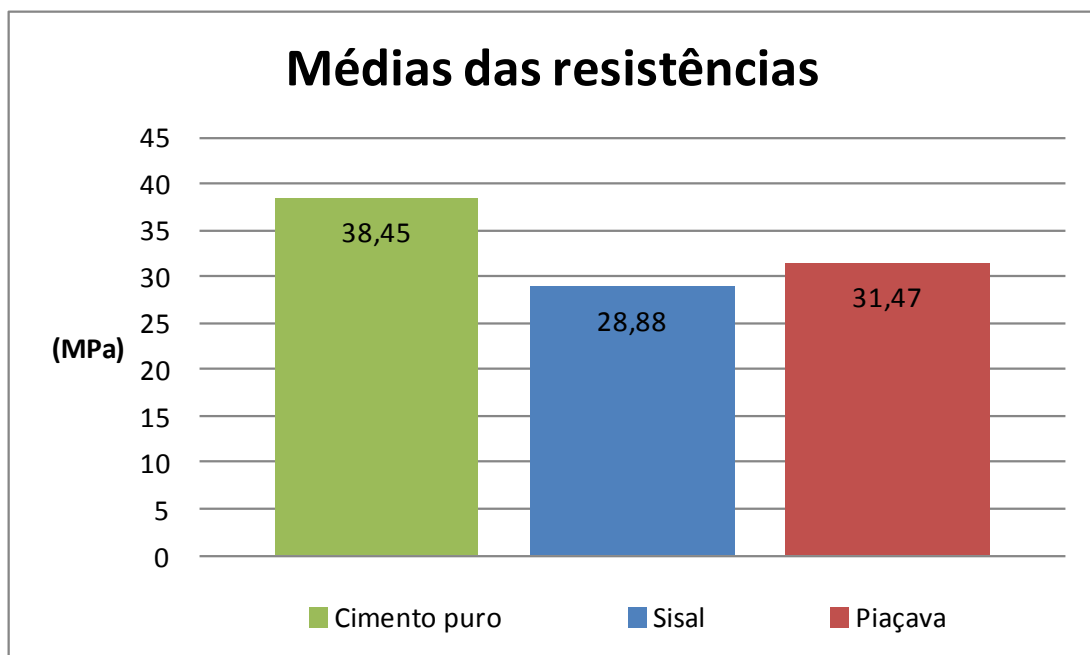


Figura 7 - Médias das resistências máximas à compressão (MPa) do cimento puro e das amostras com fibras de sisal e com fibras de piaçava de 2 cm e teor de incorporação 2 %.

Na Figura 7, constata-se aquilo que era esperado, ou seja, uma redução na resistência à compressão da matriz de cimento pura quando os reforços foram adicionados. Verifica-se também que a fibra de sisal afetou mais negativamente o valor da resistência do cimento puro, de 38,45 MPa para 28,88 MPa, o que significa uma diminuição de 24,89 %, aproximadamente. Para a fibra de piaçava, essa redução foi de cerca de 18,15 %, levando o valor de 38,45 MPa para 31,47 MPa. Salienta-se que o maior volume de fibra de sisal pode ter gerado mais vazios dentro do compósito, tornando-o mais poroso e, conseqüentemente, explicando esse pior desempenho. Por fim, em relação à resistência à compressão, a fibra de piaçava deve ser escolhida como reforço.

## Conclusões

A partir dos resultados apresentados, pode-se concluir que:

- as composições se mostraram apropriadas durante a moldagem dos corpos-de-prova, indicando uma boa trabalhabilidade;
- os dois tipos de fibra vegetal utilizadas aumentaram a resistência à tração na flexão da matriz de cimento puro, sendo a fibra de sisal mais eficiente do que a fibra de piaçava, pois garantiu um aumento médio aproximado de 105,72 % contra 16,74 %;
- a distribuição não homogênea e os diâmetros pouco uniformes foram alguns dos responsáveis pelo fraco desempenho da fibra de piaçava, especialmente nos corpos-de-prova CP1 e CP3;
- os comportamentos das curvas carga-deslocamento estão de acordo com o esperado para compósitos de matriz frágil reforçados com fibras e são bastante similares, quando comparadas as amostras com os dois tipos de reforço;
- em relação aos deslocamentos últimos, os valores são bem próximos e representam um bom provimento de tenacidade à matriz cimentícia frágil;
- como já era esperado, tanto a fibra de sisal como a fibra de piaçava, quando adicionadas na matriz a base de cimento, reduzem a resistência à compressão desta, sendo que, devido ao maior volume, a fibra de sisal influenciou mais negativamente.

## Agradecimentos

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado da Bahia – FAPESB, pelo apoio financeiro.

## Referências

- [1] \_\_\_\_\_. NBR 12142: *Concreto – determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos*, Rio de Janeiro (1994b).
- [2] \_\_\_\_\_. NBR 5739: *Concreto – ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*, Rio de Janeiro (2007).
- [3] T.F. Souza: *Avaliação da resistência de compósitos de argamassas leves de EVA reforçadas com fibras de piaçava*, dissertação de mestrado, UESC, Ilhéus (2012).
- [4] Informação obtida em [http://www.idhea.com.br/construcao\\_sustentavel.asp](http://www.idhea.com.br/construcao_sustentavel.asp), em 20/05/2013.
- [5] I.S. Izquierdo: *Uso de fibra natural de sisal em blocos de concreto para alvenaria estrutural*, dissertação de mestrado, USP, São Carlos (2011).
- [6] P.R.L. Lima: *Análise teórica e experimental de compósitos reforçados com fibras de sisal*, tese de doutorado, UFRJ, Rio de Janeiro (2004).
- [7] A. Bentur, S. Mindess: *Fibre reinforced cementitious composites*, Elsevier Science Publishers (1990).
- [8] A.V.R. Prasad, K.M. Rao: *Mechanical properties of natural fibre reinforced polyester composites: Jowar, sisal and bamboo*, Materials and Design Vol. 32 (2011).
- [9] F.F. Udoeyo, A. Adetifa: *Characteristics of kenaf fiber-reinforced mortar composites*, International Journal of Research and Reviews in Applied Sciences Vol. 12 (2012).
- [10] P. Tudu: *Processing and characterization of natural fiber reinforced polymer composites*, tese de bacharelado, National Institute of Technology Rourkela, Rourkela (2009).
- [11] L.C. Roma Jr., L.S. Martello, H. Savastano Jr.: *Evaluation of mechanical, physical and thermal performance of cement-based tiles reinforced with vegetable fibers*. Construction and Building Materials Vol. 22 (2008), p. 668-674.
- [12] V. Agopyan: *Materiais reforçados com fibras para a construção civil nos países em desenvolvimento*, tese de livre docência, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo (1991).
- [13] H. Savastano Jr.: *Materiais à base de cimento reforçados com fibra vegetal: reciclagem de resíduos para a construção de baixo custo*, tese de livre docência, São Paulo (2000).
- [14] O.R.R.F. da Silva, W.M. Coutinho, W.V. Cartaxo, V. Sofiatti, J.L. da Silva Filho, O.S. Carvalho, L.B. da Costa: *Cultivo do sisal no nordeste brasileiro*, EMBRAPA, Campina Grande (2008).
- [15] S.C. Amico, T.H.S. Costa, L.C. Carrera, W. Santana, D.A. Galvão: *Caracterização de fibras de sisal da região nordeste do Brasil*.
- [16] Informação obtida em <http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/economia/pevs/2010/default.shtm>, em 03/06/2013.
- [17] S.N. Monteiro, R.C.M.P. Aquino, F.P.D. Lopes, E.A. Carvalho, J.R.M. D’Almeida: *Comportamento mecânico e características estruturais de compósitos poliméricos reforçados com fibras contínuas e alinhadas de curauá*, Revista Matéria Vol. (2006), p. 197-203.
- [18] O.R.R.F. da Silva; BELTRÃO, N.E.M.(Org.). Beltrão: *Agronegócio do sisal no Brasil*, EMBRAPA, Brasília (1999).
- [19] \_\_\_\_\_. NBR 7215: *Concreto – determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos*, Rio de Janeiro (1996).

[20] R. D. Toledo Filho, K. Ghavami, P. R. L. Lima: *Flexural toughness of sisal and coconut fibre reinforced cement mortar composites*, in: Fourth International Symposium on Natural Polymers and Composites, São Pedro (2002).



## Efeito do tratamento e comprimento da fibra de sisal sobre aderência fibra-matriz em compósitos à base de cimento

SANTOS, R.J.<sup>1, a</sup>, LIMA, P.R.L.<sup>2, b</sup>

<sup>1</sup> Rua José Pacheco, 507, Sol Nascente, Aracaju-Se, Brasil

<sup>a</sup>rogeriojsantos@gmail.com <sup>b</sup>lima.prl.uefs@gmail.com

**Palavras-chave:** Fibra de sisal, aderência fibra-matriz, ensaio de arrancamento

**Resumo.** A instabilidade dimensional das fibras vegetais, devido higroscopicidade, resulta em uma perda gradual de aderência em compósitos a base de cimento que, em situação de serviço, estão submetidos à variação natural de umidade. Tal efeito reduz a contribuição da fibra como reforço e pode levar a uma ruptura precoce do material. Neste trabalho, um tratamento da fibras de sisal é realizado, com aplicação de ciclos molhagem-secagem, com o objetivo de alterar sua estrutura cristalina e melhorar a estabilidade dimensional da fibra frente a variação de umidade. Foram aplicados 6, 10, 20, 30 e 34 ciclos. Para avaliar o efeito sobre a fibra foram realizados ensaios de resistência mecânica (tração direta) e caracterização morfológica (MEV). O efeito do tratamento sobre o compósito foi avaliado através de ensaio de arrancamento da fibra de uma matriz de argamassa. Comprimentos de ancoragem de 16, 20, 30, 40 e 44 mm foram definidos através de uma planejamento fatorial e utilizados no ensaio. Verifica-se que a utilização de 10 ciclos molhagem-secagem impõem menor dano na resistência à tração e módulo de elasticidade da fibra e contribue para uma melhor aderência com a matriz, com aumento de até 23%, com relação à fibra não tratada. A análise estatística do efeito da interação entre os fatores estudados, utilizando o planejamento composto central 2<sup>K</sup>, indica que, para maiores comprimentos de ancoragem da fibra pode-se utilizar menos de tratamento para se obter uma melhor tensão de aderência.

### Introdução

As fibras vegetais apresentam um grande potencial para o reforço de matrizes poliméricas e cimentícias devido às boas propriedades mecânicas, disponibilidade e pelo fato de serem renováveis, diferentemente das matrizes poliméricas. De fato, o uso de fibras vegetais em telhas e placas de cimento iniciou na década de 70, com a produção em vários países do mundo [1]. No entanto, alguns problemas precoces de durabilidade foram identificados e seu uso caiu em declínio. Com a identificação dos mecanismos de ataque alcalino [2] e a produção de matrizes quimicamente não prejudiciais às fibras [3] vários estudos têm sido desenvolvidos recentemente sobre o aproveitamento de fibras vegetais na produção de elementos construtivos de fibrocimento [4,5]

O principal efeito da fibra em matrizes frágeis a base de cimento é a transferência de tensões através das fissuras. Nas argamassas e concretos há o surgimento de fissuras antes mesmo da aplicação de cargas devido a retração diferencial entre agregado e pasta de cimento. A aplicação do carregamento faz com que haja uma propagação dessa fissura, inicialmente na interface e posteriormente através da pasta de cimento. A presença das fibras reduz a propagação instável e, após a fissuração generalizada, transfere as tensões entre as parte fissuradas. Por isso, a aderência fibra-matriz é o principal mecanismo de funcionamento do compósito, sendo responsável pela manutenção da resistência mecânica do elemento construtivo após o surgimentos das fissuras.

No caso das fibras vegetais, devido à sua alta higroscopicidade, pode haver uma variação do teor de umidade e, consequentemente, da dimensão das fibras, durante o processo de moldagem, cura e utilização dos elementos construtivos a base de cimento. A perda de água da fibra, saturada durante o processo de produção do compósitos, resulta então em redução do diâmetro da fibra e uma



possível redução da aderência com a matriz. Com isso, a aderência entre a fibra vegetal e a matriz de cimento, que usualmente é muito baixa, da ordem de 0,2 MPa, é prejudicada e o compósito tende a romper a uma carga menor do que a esperada.

Vários tipos de tratamento têm sido utilizados para minimizar a higroscopicidade das fibras, com aplicação de resinas [6] ou tratamentos físicos, com a aplicação de ciclos molhagem secagem [7]. Esse último tratamento ocasiona o fenômeno chamado hornificação, que são alterações irreversíveis na estrutura interna da fibra vegetal, devido ao aumento de ligações cruzadas entre as microfibrilas causadas por ligações de pontes de hidrogênio, e que fazem com que a fibra diminua a capacidade de absorção de água [8,9]. Ferreira [10] investigou a possibilidade de utilização do tratamento com 10 ciclos molhagem-secagem em fibras de sisal de 50 mm para melhoria da aderência com matriz a base de cimento, obtendo aumento na tensão adesional de 0,32 MPa para 0,43 MPa. Isso demonstra a potencialidade desse método na melhoria da aderência fibra-matriz.

Usualmente o comprimento das fibras de sisal em matrizes de argamassa tem variado de 10 a 50 mm, sendo limitado devido à possibilidade de embolamento das fibras durante o processo de mistura. Isso implica em um comprimento máximo de ancoragem da fibra interligando a fissura variando de 5 mm a 25 mm, o que afeta diretamente o comportamento carga-arrancamento da fibra e, conseqüentemente, o comportamento do compósito à tração ou flexão. O objetivo deste trabalho é avaliar como o comprimento de ancoragem da fibra, submetida a tratamentos com ciclos molhagem secagem, afeta a aderência com matriz de argamassa. Diversas intensidades de tratamento foram testadas para avaliar a interação dos ciclos com o comprimento de ancoragem e também o seu efeito sobre a morfologia e propriedades mecânicas da fibra de sisal.

## **Materiais**

**Fibra de sisal.** As fibras foram produzidas do município de Valente, Bahia, Brasil, com comprimento de 90 a 110 cm. Inicialmente as folhas da planta de sisal foram cortadas, posteriormente são levadas ao desfibrilador mecânico, para que possa ser retirada as fibras, onde apenas de 3 a 5% são aproveitadas. Em laboratório, as fibras foram lavadas em água quente, para que pudesse ser retirado resíduos e óleos oriundos do processo agro-industrial, cortadas e submetidas ao tratamento.

**Cimento.** Para a confecção dos compósitos foi utilizado o cimento portland de alta resistência inicial, CP V ARI, com massa específica de 3,06 kg/dm<sup>3</sup>

**Adições minerais.** Para a confecção da matriz cimentícia foi utilizado metacaolinita e cinza volante, sendo a massa específica de 2,37 kg/dm<sup>3</sup> e 2,28 gg/dm<sup>3</sup>. A utilização de pozolanas em matrizes cimentícias faz com que ocorra o consumo de do hidróxido de cálcio, evitando assim a mineralização da fibra [11].

**Areia.** Foi utilizada como agregado miúdo um areia quartzosa com massa específica de 2,62 kg/dm<sup>3</sup>, dimensão máxima de 1,18 mm e módulo de finura de 1,79.

## **Métodos**

**Tratamento das fibras.** As fibras foram tratadas conforme a metodologia de Ferreira [11], onde o processo consistiu em colocar as fibras em um recipiente com água a uma temperatura aproximada de 23° C por 3 h até atingir o estágio de saturação. Após isso, as fibras foram colocadas em estufa por um período de 16 h, a uma temperatura de 80° C para que se pudesse atingir a secagem completa das fibras, em seguida desligou-se a estufa por 5 h até o completo resfriamento das fibras, para evitar o choque térmico das mesmas. O número de ciclos de molhagem e secagem (Nc) aplicado em cada tratamento variou de 6 a 34.

**Matriz cimentícia.** Para a confecção da matriz cimentícia foi empregado o traço 0,5:0,2:0,30:1:0,67 (cimento : areia : cinza volante : metacaolinita : água). A mistura foi realizada conforme a NBR 13279 [12], em uma argamassadeira de 5 dm<sup>3</sup>, de acordo com o seguinte

procedimento: 30 segundos para adição de produtos cimentícios em baixa velocidade, 30 segundos para adição de areia em velocidade baixa, 90 s parada para raspar as paredes da cuba, 60 s em velocidade alta.

**Análise Microestrutural.** A determinação do diâmetro das fibras foi realizada utilizando microscópio óptico do fabricante QUIMIS, modelo Q711FT: Os filamentos de fibras foram colocados entre duas lâminas de vidro com espessura de 2 mm e observados na lente ótica de 10X (dez vezes) e por fim o monofilamento era fotografado utilizando uma câmera acoplada ao microscópio e em seguida a imagem foi transferida para o programa MOTIC IMAGES PLUS 2.0, onde é realizado a aferição do diâmetro da fibra, conforme Figura 1. A análise da morfologia das fibras foi realizada em microscópio eletrônico de varredura (JEOL JSM-6460).



Figura 1. Determinação do diâmetro da fibra: a) microscópio óptico; b) aferição da fibra

**Ensaio de tração direta.** O ensaio de tração direta na fibra foi realizado de acordo com os procedimentos da ASTM C1557 [13]. Para cada ciclo de tratamento foram ensaiadas 20 fibras com comprimento de 50 mm. O ensaio foi realizado em um texturômetro (TA.XT Plus Texture Analyzer), com capacidade de carga de 500 N, e com velocidade de deslocamento de 0,03mm/s.

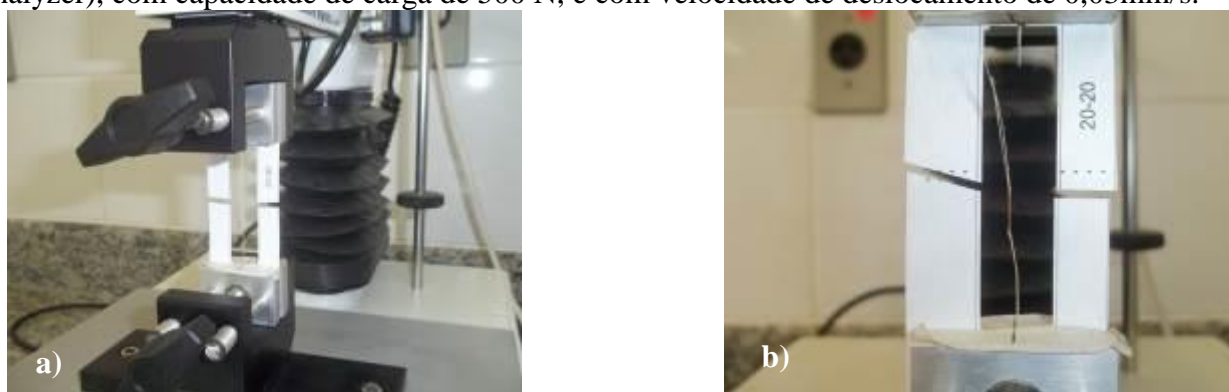


Figura 2. Configuração do ensaio de tração direta: a) Molde com fibra preso à garra da máquina; b) Ruptura da fibra

**Ensaio de Arrancamento da fibra.** O ensaio de arrancamento foi realizado utilizando a metodologia de Ferreira et al. [14]. O comprimento da fibra embebido na matriz variou de 16 a 64 mm, de acordo com o projeto do experimento. Os corpos de prova foram moldados utilizando tubos de pvc com diâmetro de 20 mm, tabuleiro em acrílico e monofilamentos da fibra de sisal. Onde os tubos de pvc são encaixados no tabuleiro, através de um furo no centro do encaixe de cada tubo a fibra passa de forma concêntrica e alinhada, mostrada na Figura 3a. Após serem devidamente encaixados e com as fibras alinhadas, os corpos de prova eram então preenchidos com argamassa (Figura 3b). O preenchimento foi feito em duas camadas e aplicação de 10 golpes com pequeno soquete, para melhorar a compactação da matriz cimentícia.

O teste foi realizado no texturômetro, mostrado na Figura 3c, com uma taxa de deslocamento de 0,02 mm/s. A tensão média de cisalhamento foi calculada usando a seguinte equação:

$$\tau = F/(\pi.d.l) \quad (1)$$

onde  $F$  é máxima carga,  $d$  é o diâmetro médio da fibra e  $l$  é comprimento de ancoragem da fibra, definido pelo projeto de experimento a seguir.



Figura 3. Configuração do ensaio de arrancamento

**Projeto experimento.** Para análise da aderência das fibras de sisal em matriz a base de cimento, foi utilizado o método e planejamento de superfície de resposta (MSR). Foi usado o planejamento  $2^k$ , com dois fatores,  $Lf$  e  $Nc$ , dois níveis e ponto central, conforme mostra a Figura 4. Para cada ponto foram realizadas 12 replicações.

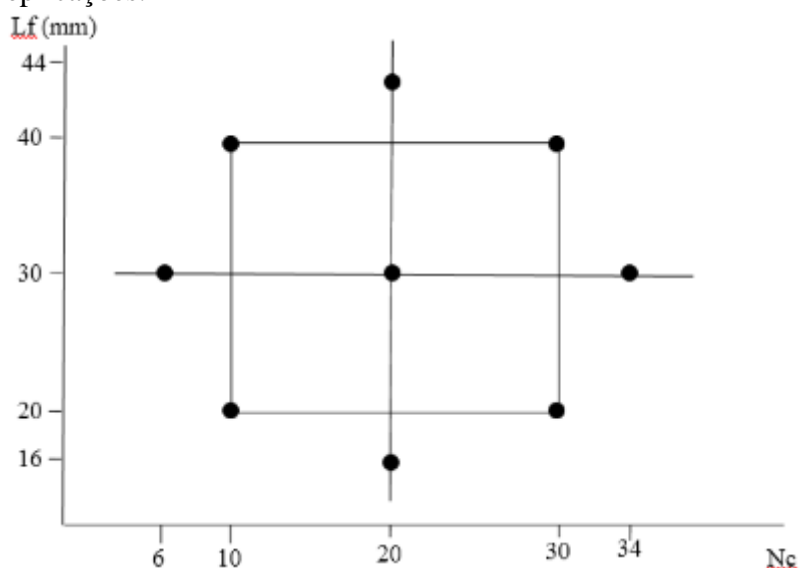


Figura 4. Planejamento do experimento

Para efeito de comparação com as fibras naturais, foram realizados também ensaios de arrancamento com fibras sem tratamento, com comprimento de ancoragem de 20 mm e 40 mm.

## Resultados e Discussão

**Morfologia da fibra.** Na Figura 5 é apresentada a micrografia da fibra de sisal natural e as micrografias das fibras submetidas a 6, 10, 20, 30 e 34 ciclos molhagem-secagem.

Para 6 e 10 ciclos é verificada uma modificação da seção transversal da fibra, com fechamento dos lúmens, como observado por Ferreira et al [14] e Claramunt et al [15]. Para 20 ciclos é observado também o surgimento de fissuras entre fibrocélulas, indicando que, com a ciclagem, a lignina começa a dissolver, danificando a estrutura das fibras. Para 30 ciclos é observado a reabertura dos lúmens e início de fissuras dentro do lúmen as quais se propagam rapidamente quando 34 ciclos são aplicados.

A Figura 6 apresenta a vista lateral de fibras submetidas a 10 e 20 ciclos de molhagem-secagem. Verifica-se que para fibras com 10 ciclos não há alterações importantes na estrutura lateral da fibra.

Após 20 ciclos, é observado o destacamento de fibrocélulas (desfibrilação) e o surgimento de fissuras laterais, confirmando o maior dano na fibra.

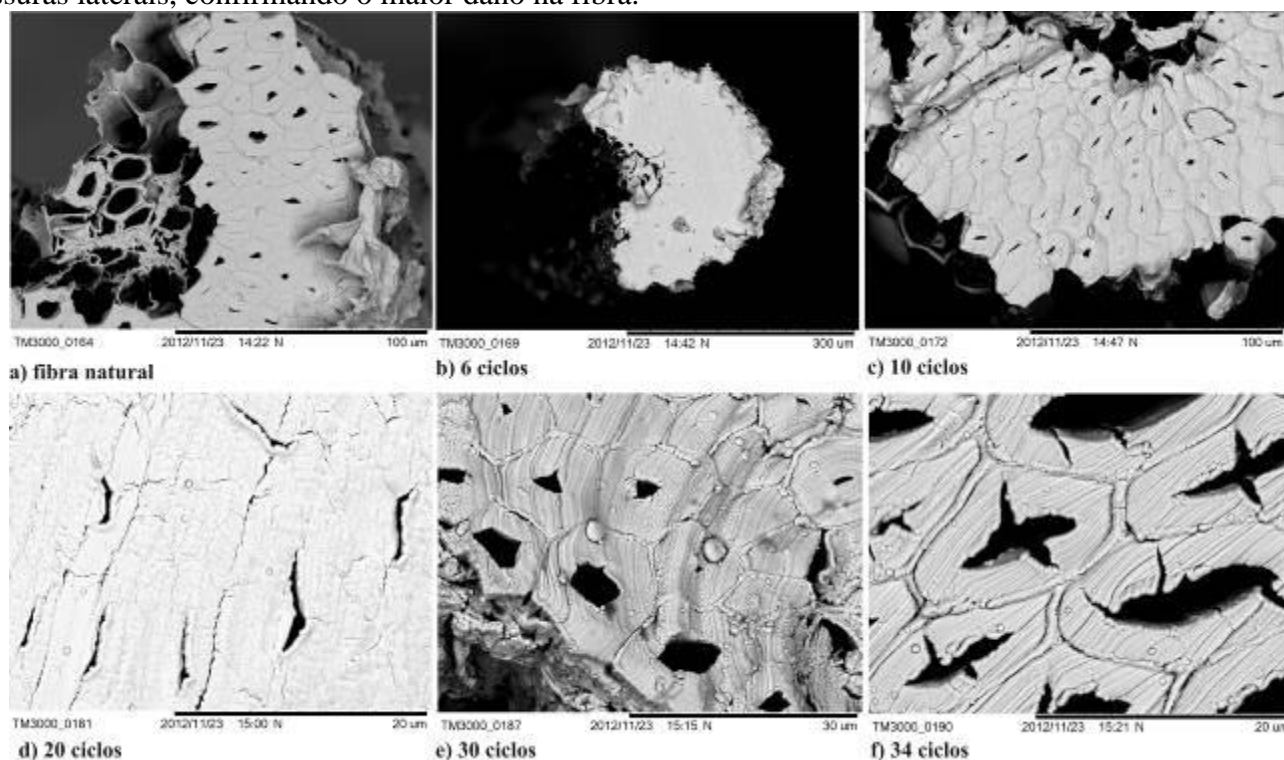


Figura 5. Seção transversal das fibras submetidas a ciclos molhagem secagem

**Ensaio de tração.** O ensaio de tração direta na fibra foi realizado com a intenção de averiguar a influência dos ciclos de molhagem e secagem sobre o comportamento mecânico da fibra de sisal. Curvas tensão-deformação para fibras submetidas a cada ciclo são apresentadas na Figura 7. A partir das curvas foram obtidos a resistência à tração e módulo de elasticidade das fibras, mostrados na Tabela 1.

Tabela 1: Efeito do tratamento sobre propriedades mecânicas da fibra

Tratamento	Força [N]	Tensão [MPa]	Módulo de Elasticidade [GPa]
Não ciclada	16,80 (19,2)	363,85 (26,8)	20,06 (52,9)
6 ciclos	13,22 (16,6)	353,55 (30,5)	17,82 (45,9)
10 ciclos	12,15 (16,3)	352,9 (26,6)	15,72 (42,4)
20 ciclos	10,49 (12,7)	233,9 (23,9)	12,7 (43,3)
30 ciclos	8,08 (17,2)	189,9 (22,9)	10,23 (47,9)
34 ciclos	7,60 (22,8)	89,18 (26,5)	5,92 (56,0)

\*Coeficiente de variação entre parênteses

Verifica-se que para 6 e 10 ciclos de tratamento a redução de resistência à tração foi de apenas 3%. Para valores maiores de ciclos a queda de resistência foi acentuada, observando-se reduções de até 75% para 34 ciclos. Esses resultados estão compatíveis com as observações feitas na estrutura morfológica da fibra, onde se percebe que para 10, 20 e 34 ciclos há o surgimento de fissuras na fibra de sisal, tanto entre fibrocélulas como no lúmen da fibra. Para 6 e 10 ciclos a estrutura da fibra não se altera, quando comparado com a fibra natural, sem tratamento.

Para o módulo de elasticidade, por outro lado, verifica-se que, mesmo para 6 ciclos de tratamento, há uma redução de 11%, aumentando para 21% com 10 ciclos. Para 20, 30 e 34 ciclos a redução no módulo de elasticidade foi de 37%, 49% e 70%, respectivamente. Para estes ciclos a redução do módulo de elasticidade está também associada aos danos observados na microscopia.

Com a hornificação da fibra, devido ao tratamento molhagem secagem, há uma alteração da estrutura interna que tornou a fibra menos rígida que a fibra natural. A hemicelulose é o constituinte mais suscetível a água e temperatura, por isso quando posto em contato com as mesmas ocorre uma

reorganização junto a celulose que é uma estrutura cristalina, fazendo com que ocorra variações na estrutura cristalina e na resistência mecânica da fibra [16]

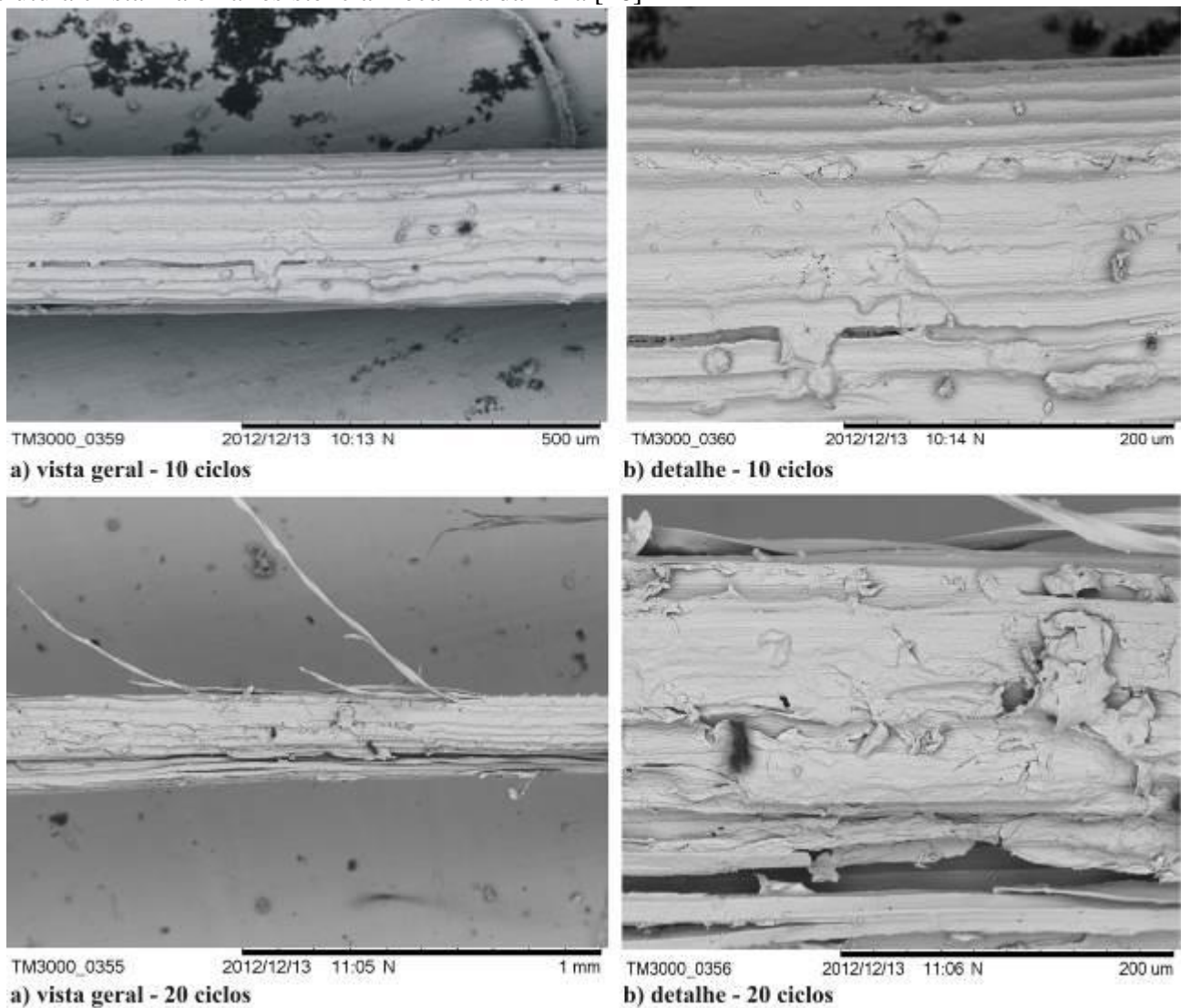


Figura 6. Vista lateral e detalhe de fibras cicladas

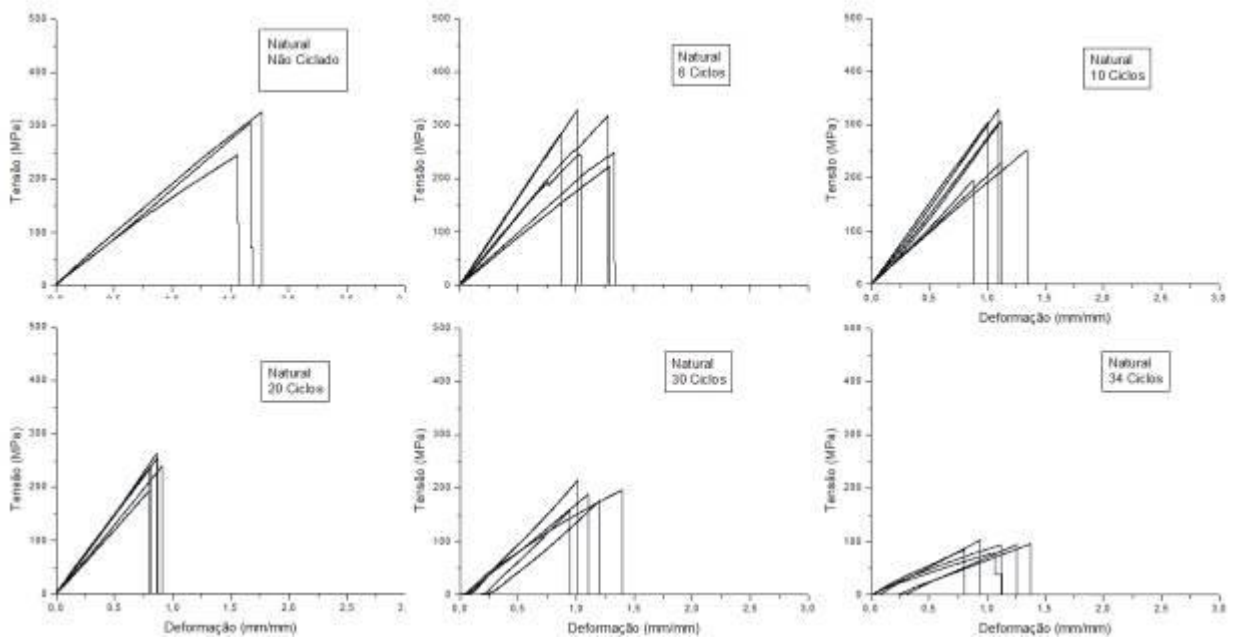


Figura 7. Curvas tensão-deformação na tração para fibras de sisal

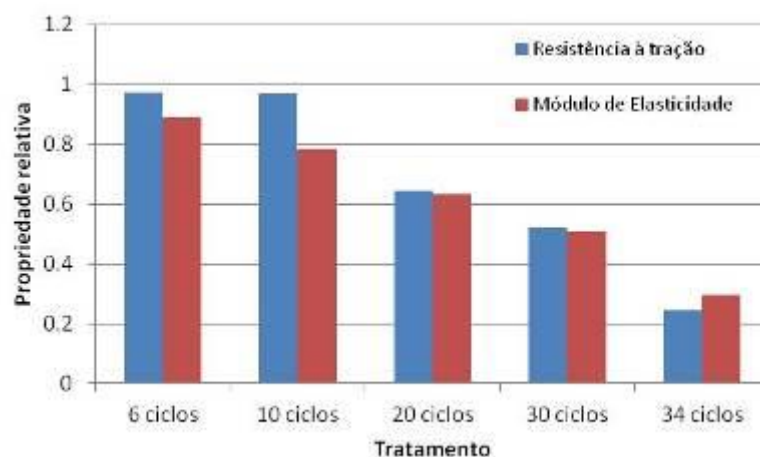


Figura 8. Influência dos ciclos molhagem-secagem sobre a resistência à tração e módulo de elasticidade, relativo à fibra natural

**Ensaio de arrancamento.** Na Tabela 2 são apresentados os resultados experimentais obtidos no ensaio de arrancamento para fibras naturais e fibras tratadas. A tensão máxima  $\tau$  foi obtida diretamente na curva carga-deslocamento, como exemplificado na Figura 9 que apresenta curvas experimentais típicas para ensaio de fibra sem tratamento e submetida a 10 ciclos.

Tabela 2 Valores médios do ensaio de arrancamento e coeficiente de variação (em %)

Tratamento (ciclos)	$l$ [mm]	F [N]	$\tau$ [MPa]
Não Ciclada	20	3,75 (23,15)	0,18 (16,00)
Não Ciclada	40	6,61 (15,81)	0,17 (23,19)
6	30	4,24 (14,46)	0,19 (14,79)
10	20	3,64 (17,12)	0,21 (53,82)
10	40	6,95 (21,90)	0,28 (24, 78)
20	16	1,25 (28,75)	0,06 (65,07)
20	30	2,09 (29,21)	0,09 (48,12)
20	44	3,80 (26,38)	0,12 (21,22)
30	20	2,53 (16,67)	0,17 (24,49)
30	40	2,76 (19,48)	0,07 (43,78)
34	30	4,08 (27,42)	0,13 (36,02)

Comparando-se o efeito da ciclagem sobre a tensão de arrancamento, é verificado que a aplicação de 6 e 10 ciclos de molhagem e secagem conseguem melhorar a aderência fibra-matriz, confirmando o resultado obtido por Ferreira et al [15] para 10 ciclos. Para tratamentos com 20, 30 ou 34 ciclos há uma redução na tensão de aderência, que pode estar associada aos danos observados na fibra com a aplicação dos ciclos molhagem-secagem, que também reduziram a resistência à tração e módulo de elasticidade da fibra.

O efeito isolado do comprimento de ancoragem da fibra sobre a tensão de aderência pode ser observado na Figura 10. Para comprimentos maiores que 16 mm há uma tendência de crescimento da tensão de aderência de estabilização da tensão máxima.

O efeito da interação entre comprimento de ancoragem e número de ciclos de tratamento das fibras sobre a tensão de aderência fibra-matriz pode ser visto na superfície de resposta mostrada na Figura 11. A variação da espessura e a curvatura das curvas de nível demonstram que há uma grande interação entre os fatores. Um valor mínimo de tensão é observado na elipse central da superfície, enquanto maiores valores de tensão de aderência são observados para menores valores de ciclos e maiores comprimentos de ancoragem. Considerando os valores estudados, extrapola-se que

melhores resultados seriam então obtidos com 6 ciclos molhagem-secagem e comprimento de ancoragem de 44 mm.

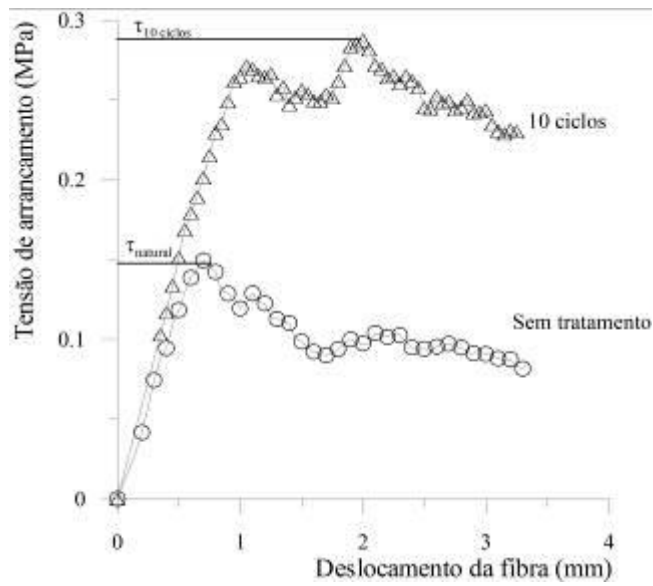


Figura 9 Curvas tensão-arrancamento de fibras de sisal tratada e natural em matriz de argamassa

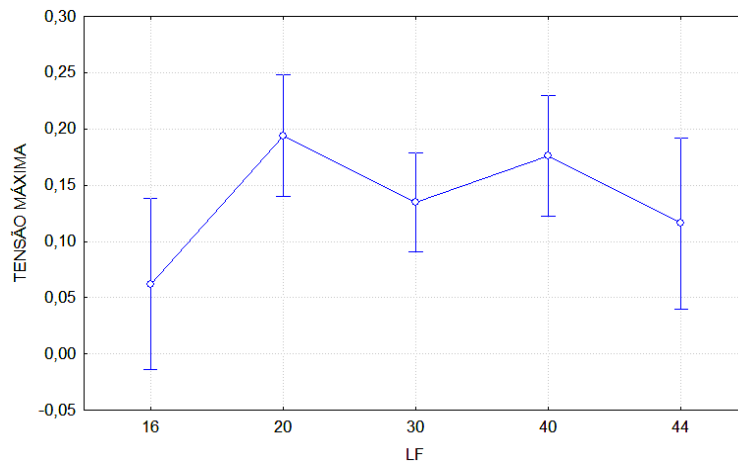


Figura 10 Relação entre Lf (mm) e a tensão máxima de arrancamento (MPa)

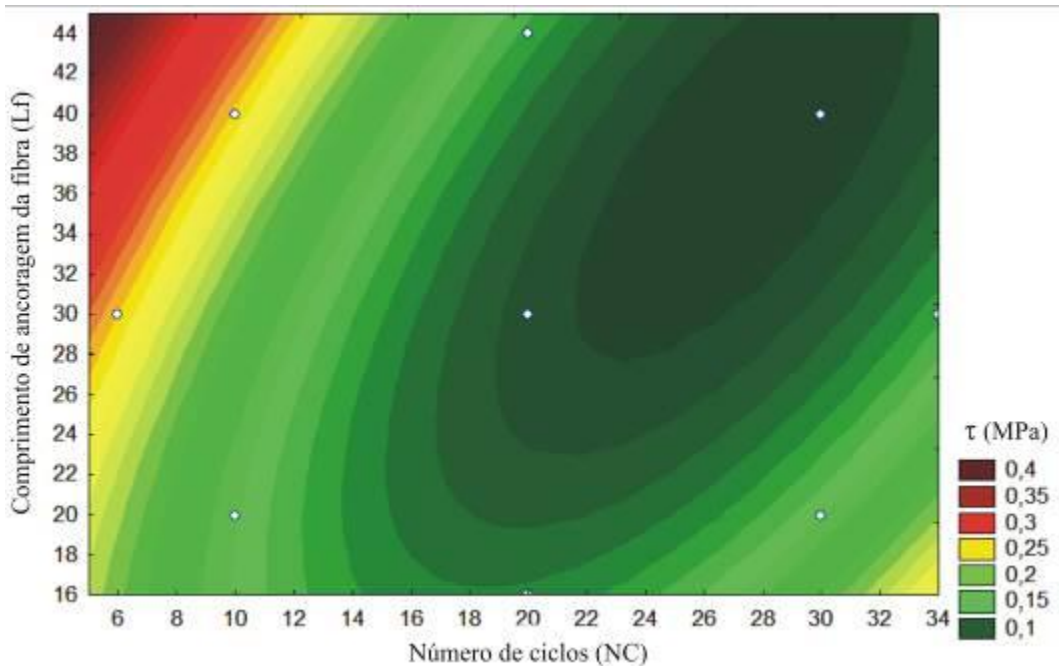


Figura 11 Efeito da interação entre Lf e Nc sobre a tensão de aderência fibra-matriz

## Conclusão

O tratamento das fibras de sisal com aplicação de ciclos molhagem-secagem resultou em redução da resistência à tração e do módulo de elasticidade, comparada à fibra não tratada. Para 6 e 10 ciclos, a redução de resistência foi de apenas 3% mas com a aplicação de 20, 30 e 34 ciclos é observado um dano significativo na estrutura da fibra com a formação de fissuras e destacamento de fibrocélulas. Por outro lado, o ensaio de arrancamento comprovou a eficiência do comprimento de fibra e dos ciclos aplicados quanto a melhoria da tensão de aderência com matriz de argamassa de cimento. Para 10 ciclos é observado um aumento da aderência, quando comparado com fibra sem tratamento. O planejamento fatorial demonstrou que a interação entre comprimento de fibra e ciclos molhagem secagem tem efeito significativo sobre a tensão de aderência, indicando que maiores comprimentos de ancoragem associados a menores ciclos de tratamento conduzem a uma melhor tensão de aderência.

## Agradecimentos

Os autores agradecem: a CAPES pelo apoio para apresentação do trabalho no exterior (Processo AEX 14390-13-2) , ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq: 558633/2010-2) pelo apoio financeiro, à FAPESB pela bolsa de mestrado do primeiro autor; e ao Laboratório de Estruturas do PEC/COPPE pelo apoio na realização de ensaios de microscopia eletrônica de varredura.

## Referências

- [1] H.E. Gram. Natural fibre concrete roofing. In: NATURAL FIBRE REINFORCED CEMENT AND CONCRETE, V.5, Anais... Edited by R.N.Swamy, Blackie and Son Ltd, London,1988: 257-285
- [2] H.E. Gram. Durability of natural fibres in concrete, Swedish cement and concrete research institute, Research Fo.1:83, Stockolm. 1983, 255p.
- [3] R.D. Toledo Filho, K. Ghavami, G.L. England and K. Scrinever. Development of vegetable fibre-mortar composites of improved durability. Cement And Concrete Composites. V.25, N.2, p.185 - 196, 2003.
- [4] G.H.D. Tonoli, S.F. Santos, W.N.Santos and H. Savastano Jr. Thermal performance of sisal fiber-cement roofing tiles for rural constructions, Scientia Agricola, Piracicaba, v.68, n.1, p.1-7, January/February 2011
- [5] J. Fiorelli, R. Schmidt, C.Y. Kawabata, C.E.L. Oliveira, Savastano Jr and J.A. Rossignolo. Eficiência térmica de telhas onduladas de fibrocimento aplicadas em abrigos individuais para bezerros expostos ao sol e à sombra. Ciência Rural, Santa Maria, v.42, n.1, p.64-7, 2012.
- [6] K. Bilba and M.-A Arsene. Silane treatment of bagasse fiber for reinforcement of cementitious composites. Composites Part A, v. 39, p.1488-95, 2008.
- [7] J. Claramunt, M. Ardanuy and J.A. Garcia-Hortal. Effect of drying and rewetting cycles on the structure and physicochemical characteristics of softwood fibres for reinforcement of cementitious composites, Carbohydrate Polymers, v. 79, pp. 200-205, 2010.
- [8] J.M.B. F.Diniz, M.H, Gil and J.A.A.M. Castro. Hornification—its origin and interpretation in wood pulps. Wood Sci Technol 37 (2004) 489–494
- [9] A.A. Brancato. Effect of progressive recycling on cellulose fiber surface properties. Thesis of D.Sc, - School of Chemical and Biomolecular Engineering, Georgia Institute of Technology December, 2008



- [10] S. Ferreira. Influência da hornificação na aderência fibra-matriz e no comportamento mecânico de compósitos cimentícios reforçados com fibras curtas de sisal. Tese de M.Sc. em Engenharia Civil e Ambiental, UEFS, Feira de Santana, Brasil, 2012.
- [11] P.R.L. Liima and R.D. Toledo Filho. Uso de metacaulinita para incremento da durabilidade de compósitos à base de cimento reforçados com fibras de sisal. *Ambiente Construído*, v.8, n.4, p.7-19, 2008.
- [12] Associação Brasileira de Normas Técnicas. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos: determinação da resistência à tração na flexão e à compressão: NBR 13279. Rio de Janeiro, 2005.
- [13] ASTM C 1557. Standard Test Method for Tensile Strength and Young's Modulus of Fibers, 2003.
- [14] S. Ferreira, P.R.L. Lima, F.Silva and R.D. Toledo Filho. Effect of sisal fiber hornification on the adhesion with portland cement matrices. *Materia*, v.17, p.1024-1034, 2012.
- [15] J. Claramunt, M. Ardanuy, J.A. Garcia-Hortal and R.D. Tolêdo Filho. The hornification of vegetable fibers to improve the durability of cement mortar composites. *Cement & Concrete Composites*, 33, p. 586-595, 2011.
- [16] L. Salmén, A.M. Olsson, J.S. Stevanic and K. Radotic. Structural Organisation of the Wood Polymers in the Wood Fibre Structure. *Biosources*, 7, p. 521-532, 2012.

## Efeito da piaçava como reforço de argamassas leves contendo resíduos de EVA

SOUZA Thiago Francisco de<sup>1, a</sup>, ALVIM Rosana Albuquerque Arléo<sup>1, b</sup>, LIMA Paulo Roberto Lopes<sup>2, c</sup>, SANTOS Felipe Martins Ramos dos<sup>1, d</sup>, NUNES Danilo de Santana<sup>1, e</sup> e AMADO Franco Dani Rico<sup>1, f</sup>

<sup>1</sup> Universidade Estadual de Santa Cruz, Campus Soane Nazaré de Andrade, Rodovia Jorge Amado, km 16, Bairro Salobrinho, Ilhéus, Bahia, Brasil

<sup>2</sup> Universidade Estadual de Feira de Santana, Av. Transnordestina, SN, Novo Horizonte, Feira de Santana, Bahia, Brasil

<sup>a</sup>tfsouza@uesc.br, <sup>b</sup>rosana.alvim@globo.com, <sup>c</sup>lima.prl.uefs@gmail.com, <sup>d</sup>felipe\_mrs@hotmail.com, <sup>e</sup>engdnunes@yahoo.com.br

**Palavras-chave:** Argamassa leve, EVA, Piaçava, Fibras Naturais, Compósito.

**Resumo.** O resíduo de Etileno-Acetato de Vinila (EVA) gerado na indústria calçadista representa um problema econômico e ambiental por necessitar de grande área para armazenamento em aterro e por não ser biodegradável ou passível de transformação em outros polímeros. Seu uso como agregado leve em argamassas e concretos resulta em um material com menor massa específica mas também com redução de resistência mecânica. Neste trabalho, fibras de piaçava (*Attalea Funifera* Martius) foram utilizadas como reforço de argamassas leves, contendo de 4% a 6% de EVA, com o objetivo de melhorar a resistência mecânica do material. Ensaios de espalhamento e resistência a flexão foram realizados aos 28 dias de idade. Os resultados experimentais demonstram que a incorporação do EVA reduz a massa específica e resistência à flexão das argamassas, proporcionalmente ao teor de adição, mas que uma recuperação de resistência é obtida quando as fibras de piaçava são adicionadas em teores de 2%, em volume.

### Introdução

No Brasil, e outros países em desenvolvimento, estudos envolvendo o reforço de matrizes frágeis à base de compósitos cimentícios reforçados com fibras vegetais têm despertado grande interesse dos pesquisadores. Isto porque essas fibras possuem baixo custo e disponibilidade acentuada, além de promoverem economia de energia quando utilizadas como matéria-prima [1]. Por outro lado, se as fibras vegetais têm sido estudadas para melhorar algumas características dos compósitos cimentícios, isso vem ocorrendo pelo reaproveitamento das mesmas, em geral, coletadas como expurgo de sistemas agrícolas restritos a algumas regiões do país ou mesmo após o descarte como lixo. E, por isso, sua utilização em sistemas produtivos de larga escala ainda precisa ser avaliada com critérios que levem em conta o ciclo de vida do material e custos de produção. Dessa forma, quanto mais simples for o processo de produção, sem significativos tratamentos da fibra ou modificações da matriz cimentícia, melhores serão as oportunidades de desenvolver arranjos produtivos comercialmente viáveis, além de sustentáveis [2].

Por essas razões, neste trabalho, são estudados compósitos feitos a partir de argamassas de cimento leve (com adição de EVA, copolímero Etileno Acetato de Vinila), com modificações da incorporação de cimento, substituído em parte por adições de minerais, e utilização de fibras de piaçava *in natura*, sem tratamentos superficiais. Espera-se, dessa maneira, evitar sistemas produtivos muito onerosos e permitir o emprego do material para algumas aplicações industriais específicas da construção civil, como a fabricação de blocos de alvenaria, por exemplo. Vale ressaltar que a Bahia apresenta-se como grande produtora de fibras naturais, com destaque para as

fibras de coco, sisal e, especialmente para a região cacaueteira, piaçava. Por isso, neste estudo as fibras de piaçava foram escolhidas para produção dos compósitos.

Assim como as fibras vegetais, outros tipos de materiais, como por exemplo, os resíduos de EVA, descartados pelas indústrias calçadistas da região, vêm sendo estudados como materiais alternativos para a incorporação em compósitos de matriz cimentícia [3]. Outros estudos [4] [5] [6] envolvendo o uso do EVA geralmente são voltados para a produção de argamassas leves sem adição de fibras, sendo o agregado leve obtido pela simples trituração dos resíduos que são oriundos do processo produtivo de calçados, sem tratamentos especiais. Diante disso, o presente trabalho buscou avaliar a influência da incorporação de agregados leves reciclados de EVA e fibras vegetais de piaçava sobre a trabalhabilidade e resistência à flexão dos compósitos assim formados, avaliando parâmetros da mistura, como a variação da porcentagem de incorporação desses materiais e também o tamanho de grão do agregado leve reciclado de EVA.

## **Materiais e Métodos de Ensaio**

A metodologia empregada e os materiais utilizados foram definidos com base em pesquisas desenvolvidas na Universidade Estadual de Santa Cruz (UESC), Universidade Estadual de Feira de Santana (UEFS) e na UFRJ (Universidade Federal do Rio de Janeiro). Alguns trabalhos já desenvolvidos por pesquisadores da UEFS e da UFRJ (na COPPE - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia), como por exemplo, [7] [8] [9] foram utilizados como referências teóricas para o presente estudo.

### **Materiais.**

**Cimento Portland (CP V – ARI).** Para a produção das matrizes dos compósitos que foram estudados na presente pesquisa, utilizou-se o cimento Portland do tipo CP V ARI - Alta Resistência Inicial. O CP V – ARI.

**Areia.** Utilizou-se como agregado miúdo natural a areia proveniente da fábrica de premoldados PREMOLDER, situada na região de Ilhéus-BA. Toda a areia passou previamente pelo processo de secagem em estufa elétrica, durante aproximadamente 5 horas, a 110 °C, para retirada do excesso de umidade. A areia utilizada na pesquisa é mesma empregada atualmente na fabricação de blocos de concreto na fábrica supracitada.

**Adições minerais (Metacaulinita e Cinza Volante).** A metacaulinita e a cinza volante foram utilizadas para substituição parcial do cimento, com o objetivo de desenvolver uma matriz livre de CaOH<sub>2</sub>, visando minimizar o processo de mineralização das fibras de piaçava e conseqüentemente seu enfraquecimento na matriz alcalina de cimento. As quantidades (traço da matriz) de cimento CP V - ARI, Metacaulinita e Cinza foram determinadas com base em estudos desenvolvidos por [8], envolvendo a produção de uma matriz livre de hidróxido de cálcio.

**Agregado leve reciclado de EVA.** O agregado reciclado do resíduo de EVA (Etileno Acetato de Vinila) foi estudado a partir de sua incorporação como agregados leves na matriz cimentícia. O agregado leve reciclado de EVA foi obtido por meio do seu tritramento com o auxílio de um moinho de facas. Após a moagem, foi feita uma análise granulométrica, com frequência de 5 Hz e 5 min de vibração, em um agitador mecânico de peneiras. Deste processo foram escolhidos os tamanhos (granulometrias) dos agregados utilizados neste estudo, de modo que foi adotada a classificação de grãos grandes (para agregados moídos com grãos retidos na peneira de 8 mesh – 2,36 mm), grãos médios (para agregados moídos com grãos retidos na peneira de 16 mesh – 1,18 mm) e grãos pequenos (para agregados moídos com grãos retidos na peneira de 50 mesh – 0,3 mm). Os agregados leves reciclados de EVA podem ser vistos na Fig.1.

**Fibras de piaçava.** As fibras de piaçava foram coletadas durante uma visita técnica feita à fazenda São Miguel, situada entre os municípios de Itacaré-Ba e Ilhéus-BA. Estas foram incorporadas na matriz cimentícia com EVA nas proporções volumétricas de 1% e 2%, e comprimentos de 1 cm, 2 cm e 4 cm. Na Fig.2 é possível verificar o processo de corte das fibras de piaçava.

**Água.** Utilizou-se água da rede pública de abastecimento, fornecida pela Empresa Municipal de Águas e Saneamento (EMASA), para amassamento das argamassas.

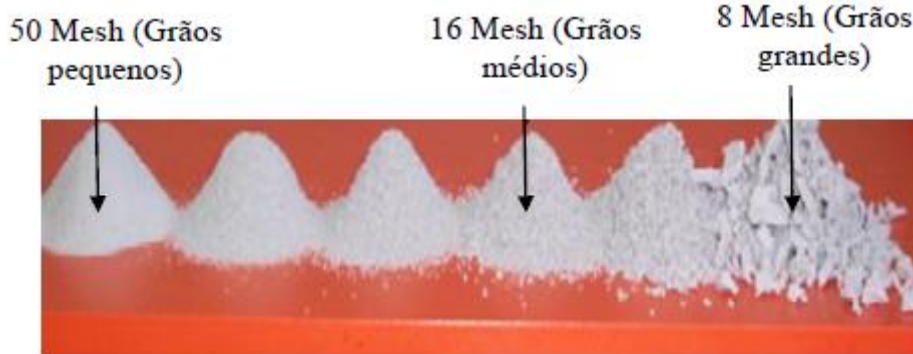


Figura 1 – Grãos de agregados leves reciclados de EVA.



Figura 2 - Processo de corte e seleção das fibras: (a) fibras in natura, (b) corte, (c) medição e (d) separação dos comprimentos.

### Métodos.

**Mistura dos materiais.** A mistura dos materiais (cimento, metacaulinita, cinza volante, areia, água, EVA e fibras de piaçava) foi realizada numa argamassadeira mecânica (Fig.3), conforme recomenda a norma NBR 5739. O EVA foi sempre adicionado à areia, antes da mistura de todos os componentes, enquanto as fibras eram adicionadas à mistura na argamassadeira logo após a adição da areia com EVA.



Figura 3 – Argamassadeira utilizada para a mistura das argamassas.

**Determinação do traço para a produção das argamassas.** Para a produção das argamassas considerou-se um traço com 50% de cimento, 30% de Metacaulinita e 20% de Cinza Volante, com relação água/cimento 0,5 e relação material cimentício/areia 2:1.

**Ensaio de espalhamento.** O espalhamento foi medido para que se pudesse verificar o comportamento das argamassas com EVA no seu estado fresco, com o objetivo de se ter uma ideia inicial da consistência - trabalhabilidade, parâmetro que influencia fortemente na etapa de moldagem (dificultando ou facilitando) e, também, na qualidade (ausência ou presença de defeitos superficiais) dos corpos-de-prova após a desmoldagem. A aferição do espalhamento das argamassas com EVA foi realizada com o auxílio da “mesa de espalhamento”, ferramenta usada no método de ensaio descrito na norma NBR 13276 (ABNT, 1995). Somente as misturas com EVA foram submetidas ao ensaio de espalhamento, pois o objetivo consistiu em se determinar uma matriz com EVA propícia (“trabalhável”) para a incorporação das fibras de piaçava.

**Ensaio de flexão em três pontos.** Para os ensaios de flexão em três pontos utilizou-se uma máquina universal de ensaios, servocontrolada, modelo AI-7000 de capacidade nominal 20 kN, da marca GOTECH. Corpos-de-prova com dimensões 4 cm x 4 cm x 16 cm (largura x altura x comprimento) foram ensaiados conforme a Fig. 4 (norma NBR 12142). Para o cálculo da tensão resistente (tensão última -  $f_{ct}$ ), utilizou-se a Eq. 1, onde  $F$  é a força máxima,  $L_{ef}$  é o comprimento efetivo entre os apoios,  $b$  é a base e  $h$  a altura.

$$f_{ct} = \frac{3FL_{ef}}{2bh^2} \quad (1)$$



Figura 4 – Arranjo de ensaio de flexão em três pontos para uma amostra prismática.

## Resultados e discussões

**Ensaio de Espalhamento realizado nas misturas com EVA.** Os resultados do ensaio de espalhamento podem ser verificados na Tabela 1.

Tabela 1: Resultados do ensaio de espalhamento (em milímetros – mm)

	Grãos pequenos de EVA (50 Mesh)	Grãos médios de EVA (16 Mesh)	Grãos grandes de EVA (8 Mesh)
2% EVA	300,7 mm	300 mm	279,7 mm
4% EVA	300,4 mm	299 mm	277,4 mm
6% EVA	300,6 mm	299 mm	258, 7 mm

De acordo com a NBR 13276 (ABNT, 1995), uma argamassa é considerada como consistência padrão se apresentar valores de espalhamento dentro do intervalo  $255 \pm 1$  mm. Para todas as misturas produzidas com EVA, os correspondentes valores de espalhamento (apresentados na Tabela 1) foram superiores a 255 mm. Isto pode ser explicado pela adição de aditivo superplastificante às argamassas produzidas. Este aditivo foi acrescentado às misturas na proporção de 0,1% da quantidade de material cimentício (cimento, metacaolinita e cinza volante), com o intuito de manter a trabalhabilidade das argamassas após a incorporação do EVA. Para as misturas com grãos pequenos (50 Mesh) e médios (16 Mesh) de EVA, como os valores de espalhamento obtidos foram bem acima dos estipulados pela NBR 13276 (ABNT, 1995), conclui-se que além de não haver a necessidade do uso de superplastificante para a correção das trabalhabilidades, uma maior porcentagem de agregados leves de EVA poderia ter sido adicionado às misturas. Para as misturas com grãos grandes de EVA(8 Mesh), cujos valores de espalhamento também atendem à especificação da norma, também não se faz necessário o uso do aditivo.

Com o objetivo de verificar a facilidade de moldagem e a qualidade dos corpos-de-prova (em termos de defeitos superficiais e porosidade), foi moldado um corpo-de-prova para tipo de grão de EVA. Nenhuma dificuldade foi encontrada para a moldagem dos corpos-de-prova das misturas com grãos pequenos e médios de EVA, como já era esperado. Por outro lado, a moldagem do corpo-de-prova referente à mistura com grãos grandes, foi dificultada principalmente pelo tamanho das pelotas de EVA, que dificultava o assentamento das camadas de argamassa nas fôrmas (mesmo para o menor teor de incorporação - 2%). Além disso, após a desfôrma, verificou-se excesso de defeitos superficiais (poros e pequenos buracos) no corpo-de-prova oriundo da mistura com grãos de 8 Mesh, fato que não foi verificado nos corpos-de-prova provenientes das misturas com 50 Mesh e 16 Mesh. Devido a isto, para o tamanho de grão 8 Mesh, não foram moldados corpos-de-prova para os ensaios de compressão e tração na flexão.

Na Fig.6, podem ser verificados os defeitos superficiais no corpo-de-prova (CP's) com grãos grandes de EVA (8 Mesh) e a ausência de defeitos no CP com grãos médios de EVA (16 Mesh).



Figura 6 - Comparação da qualidade das superfícies dos corpos-de-prova com grãos de EVA de 8 Mesh e 16 Mesh.

Todo o estudo de definição da matriz com EVA que seria utilizada para a incorporação foi realizado então com os tamanhos de grão 50 e 16 Mesh, onde os resultados do ensaio de espalhamento, a facilidade do processo de moldagem e a boa qualidade dos corpos-de-prova após a desfôrma indicaram que uma porcentagem maior de EVA com essas duas granulometrias poderia ser incorporada à matriz cimentícia. Desta forma, foram estabelecidos novos traços (com uma porcentagem de incorporação de EVA maior) para o estudo de determinação da matriz com EVA.

Para a granulometria de 50 Mesh (definido como grãos pequenos), as novas porcentagens de incorporação de agregado leve de EVA foram 6%, 8% e 10%, enquanto que para o tamanho de grão 16 Mesh (definido como grãos médios) foram incorporados na matriz cimentícia 4%, 6% e 8% de EVA. A título de exemplo, na Fig.7 é apresentada uma mistura com 4% de EVA (grãos de 16 Mesh) após o espalhamento. Na Fig.8 é possível verificar o momento da medição do espalhamento de uma mistura com 2% de EVA e grãos de 8 Mesh.

**Resistência à flexão em três pontos para as misturas com EVA.** Nas Fig.9 e Fig.10 podem ser verificados os resultados das resistências médias à flexão em três pontos (tensões máximas) para os

corpos-de-prova prismáticos (4 x 4 x 16 cm), com grão médios de EVA de 16 Mesh e 50 Mesh, respectivamente. Os resultados apresentados abaixo correspondem à média dos valores de três ensaios realizados para cada mistura.



Figura 7 - Mistura com grãos médios de EVA (16 Mesh) e proporção de incorporação de 4% após o espalhamento.



Figura 8 - Medição do espalhamento de uma mistura com grãos grandes de EVA (8 Mesh) e proporção de incorporação de 2%

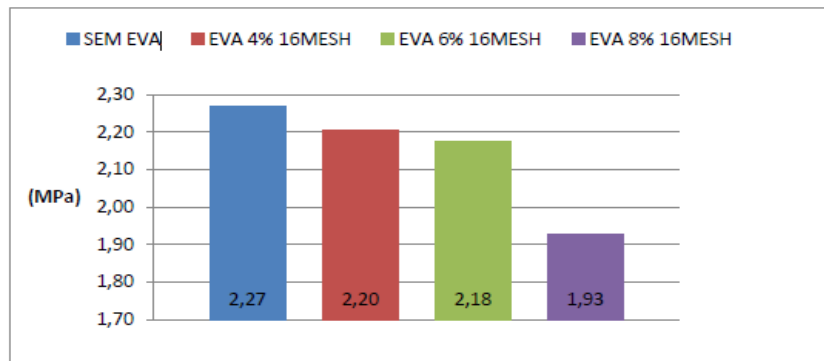


Figura 9 – Médias das tensões máximas à flexão para as misturas com grãos médios (16 Mesh) de EVA.

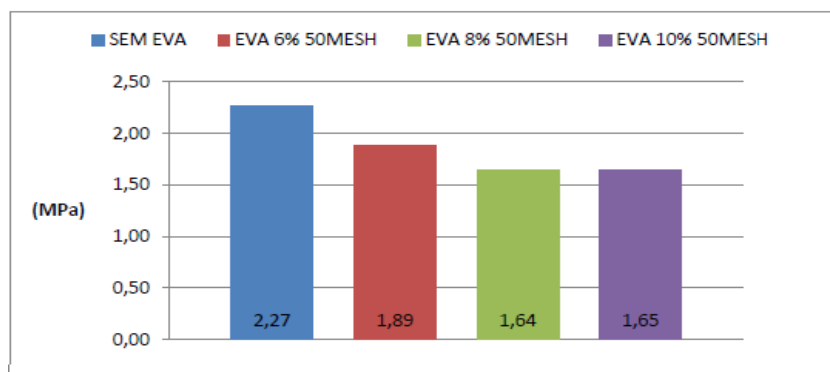


Figura 10 – Médias das tensões máximas à flexão para as misturas com grãos médios (16 Mesh) de EVA.

Verifica-se na Fig.9 que há uma discreta perda de resistência à flexão com a incorporação do EVA na mistura. A incorporação de 8% de EVA com grãos de 16 Mesh proporcionou uma queda na resistência à tração na flexão de aproximadamente 15%, isso quando comparada com o valor de resistência verificado para as misturas sem EVA. Santiago (2008) analisou a influência da incorporação de agregados leves reciclados de EVA em concretos (substituição do agregado natural por agregado leve reciclado de EVA). O estudo foi realizado em corpos-de-prova de 15 cm x 15 cm x 50 cm (largura x altura x comprimento). A substituição de 50% de agregado natural por 50% de agregado leve de EVA levou a uma redução de aproximadamente 56% na resistência à tração na flexão. Na Fig.10 verifica-se também uma redução na resistência com o aumento do teor de EVA na mistura, com exceção da incorporação de 10% de EVA (1,65 MPa) que é maior que a de 8% de EVA (1,64 MPa), valores que podem ser considerados iguais visto que se tratam da média de resultados oriundos da média de três valores. Comparando os mesmos teores (porcentagens) de incorporação referentes aos dois tipos de grãos (Fig.11), é possível observar que as misturas com grãos pequenos de EVA (50 Mesh) apresentaram resistências menores que aquelas com grãos médios de EVA (16 Mesh). Para o teor de incorporação 6%, com a redução do tamanho do grão de EVA (de 16 Mesh para 50 Mesh), verifica-se uma redução na resistência à tração na flexão de aproximadamente 13%, enquanto que para o teor de 8% a baixa na resistência foi de aproximadamente 15%.

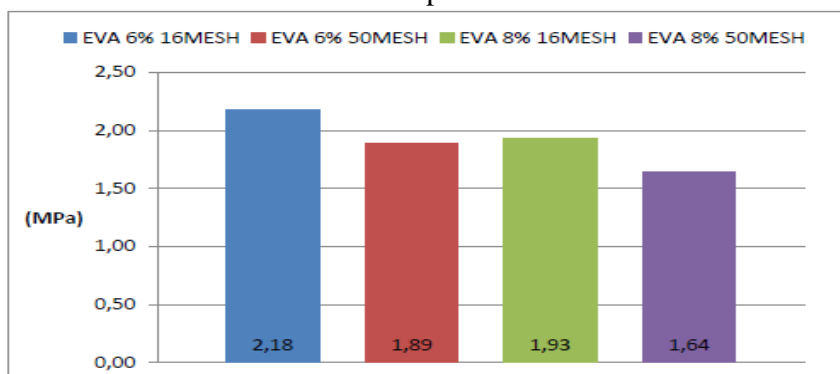


Figura 11 - Comparação das médias das resistências à tração na flexão referentes aos mesmos grupos de porcentagem incorporada (6% e 8%).

**Resistência à flexão em três pontos para as misturas com EVA e fibras de piaçava.** Levando em consideração os resultados dos ensaios de flexão em três pontos e espalhamento realizados nas misturas somente com EVA, selecionou-se a matriz com teor de incorporação 6% e granulometria 16 Mesh para a incorporação das fibras. A média da resistência à flexão para este grupo foi 2,18 MPa, a segunda maior média de todos os grupos, só perdendo para a mistura com teor 4% e grãos de 16 Mesh, cuja média da resistência máxima foi 2,20 MPa. Como a diferença entre as médias das resistências máximas dos grupos 6% - 16 Mesh e 4% - 16 Mesh foi muito pequena, optou-se por escolher aquela que proporcionasse um maior teor de incorporação nas argamassas cimentícias. Os resultados dos ensaios de flexão para as misturas com EVA e fibras de piaçava podem ser verificados nas Fig.12 (teor de incorporação de fibras de 1%) e Fig.13 (teor de incorporação de fibras de 2%).

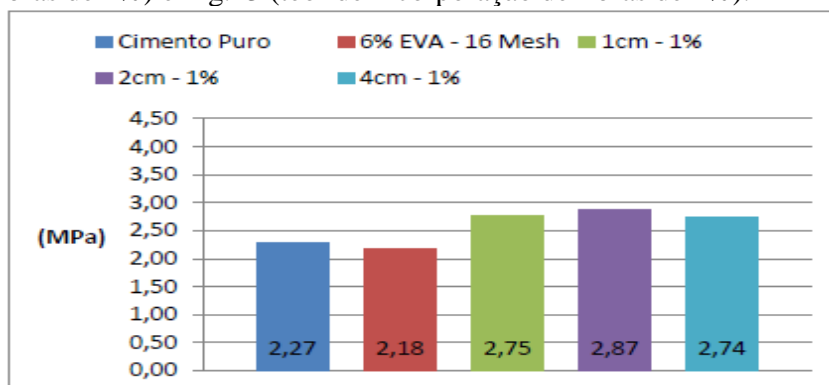


Figura 12 - Médias das tensões máximas à flexão para as misturas com EVA e fibras (teor de incorporação de 1%).



Para o teor de incorporação de fibras 1%, independente do comprimento da fibra, as médias das tensões máximas à flexão foram maiores que as médias das tensões da argamassa pura e da matriz com EVA selecionada (6% de EVA com grãos de 16 Mesh). Isto significa que a incorporação de fibras na matriz com EVA, no teor de 1%, proporcionou um ganho de resistência. Ainda considerando o teor de incorporação de 1%, não foram verificadas diferenças significativas nas tensões com o aumento do comprimento das fibras, sendo que a maior média verificada foi para o grupo com fibras de comprimento 2 cm, 2,87 MPa. Comparando esta tensão com aquela verificada para a matriz com EVA (grupo 6% EVA - 16 Mesh), 2,18 MPa, percebe-se uma recuperação da tensão de aproximadamente 24%. Considerando agora os resultados referentes ao teor de incorporação de 2%, verifica-se também que as médias das tensões a flexão foram maiores que as médias das tensões da argamassa pura e da matriz com EVA. Neste caso, com esse teor de incorporação, observou-se também um ganho na resistência em todos os grupos com fibras, isso quando comparados com os grupos cimento puro (argamassa pura) e 6% EVA – 16 Mesh (matriz com EVA). É interessante notar que todas as médias de tensões relacionadas aos grupos com teor de 2% foram maiores que as médias referentes aos grupos de 1%. A maior média verificada para o teor de incorporação 2% foi a do grupo com fibras de comprimento 4 cm, 3,99 MPa. O ganho máximo na resistência foi de aproximadamente 54,6% (de 2,18 MPa para 3,99 MPa), comparando as médias das resistências dos grupos (4 cm – 2%) e (6% EVA – 16 Mesh).

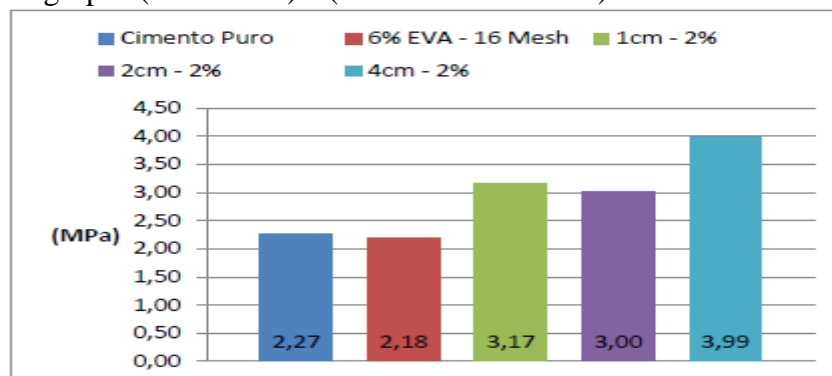


Figura 13 - Médias das tensões máximas à flexão para as misturas com EVA e fibras (teor de incorporação de 2%).

**Curvas experimentais.** As curvas experimentais (força x deslocamento) para as misturas com EVA e fibras são apresentadas nas Fig. 14 e Fig. 15, para os corpos-de-prova com teores de incorporação de fibras 1% e 2%, respectivamente. Para a seleção das curvas experimentais considerou-se o valor de tensão máxima mais próximo da média de cada grupo.

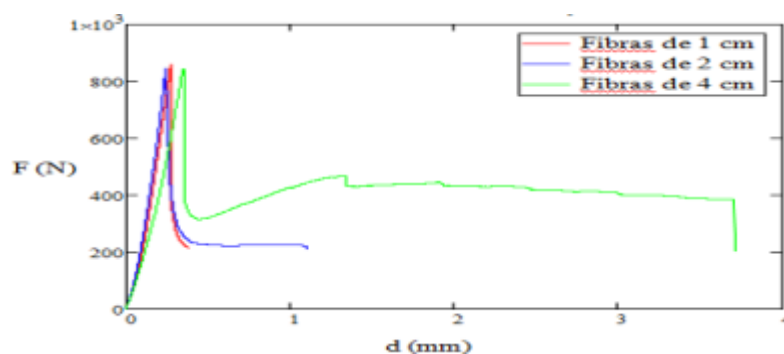


Figura 14 - Curvas experimentais força (F) x deslocamento (d) correspondentes aos ensaios de flexão nas amostras com 1% de fibras de piaçava.

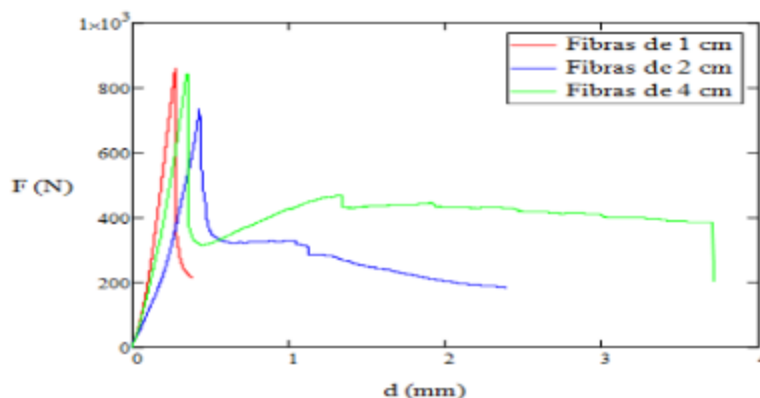


Figura 15 - Curvas experimentais força (F) x deslocamento (d) correspondentes aos ensaios de flexão nas amostras com 2% de fibras de piaçava.

Na Fig. 14 verifica-se que para os compósitos com fibras de comprimento 1 cm, o comportamento pós-crítico foi caracterizado por um pequeno deslocamento (aproximadamente 0,5 mm) antes da ruptura, diferentemente dos compósitos com fibras de 2 cm e 4 cm, onde a ruptura ocorreu em deslocamentos últimos de aproximadamente 1,2 mm e 3,7 mm. Já na Fig. 15, mesmo com o aumento do teor de fibras incorporadas (1% para 2%), as rupturas dos três compósitos (com fibras de 1 cm, 2 cm e 4 cm) ocorreram em deslocamentos últimos menores que 1 mm. Inicialmente, esperava-se que o aumento do teor de fibras promovesse um aumento nos deslocamentos últimos de todos os compósitos analisados, fato este não verificado nos resultados expostos nas Fig. 14 e 15. Uma explicação para isto pode estar na não homogeneidade da dispersão das fibras dentro da matriz cimentícia, podendo estas estarem, após a moldagem, mais concentradas no centro do corpo-de-prova ou mais nas laterais. Se estiverem mais concentradas no centro do corpo-de-prova, que corresponde ao ponto de aplicação da carga, provavelmente maiores deslocamentos serão obtidos antes da ruptura. Por isso, ao incorporarmos 1% de fibras na argamassa cimentícia estas podem concentrar-se no centro do corpo-de-prova, promovendo maiores deslocamentos antes da ruptura (o que provavelmente ocorreu nos compósitos cujos resultados estão apresentados na Fig.14). Por outro lado, se ao incorporarmos 2% de fibras estas se concentrarem nas extremidades dos corpos-de-prova, certamente deslocamentos últimos menores que aqueles verificados para as misturas com 1% serão obtidos.

Para se ter um ideia dos compósitos mais tenazes, nas Fig. 16 e Fig. 17 são apresentadas as curvas experimentais considerando agora o critério de seleção das curvas com base nos maiores deslocamentos obtidos nos ensaios de flexão nas amostras com 1% de fibras de piaçava.

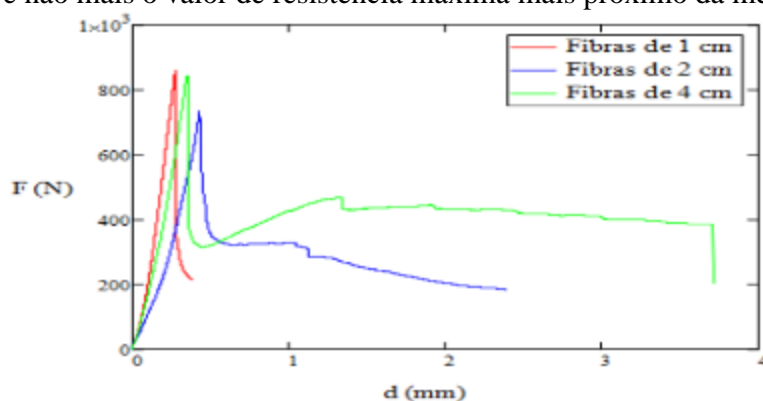


Figura 16 - Curvas experimentais força (F) x deslocamento (d) correspondentes aos maiores deslocamentos obtidos nos ensaios de flexão nas amostras com 1% de fibras de piaçava.

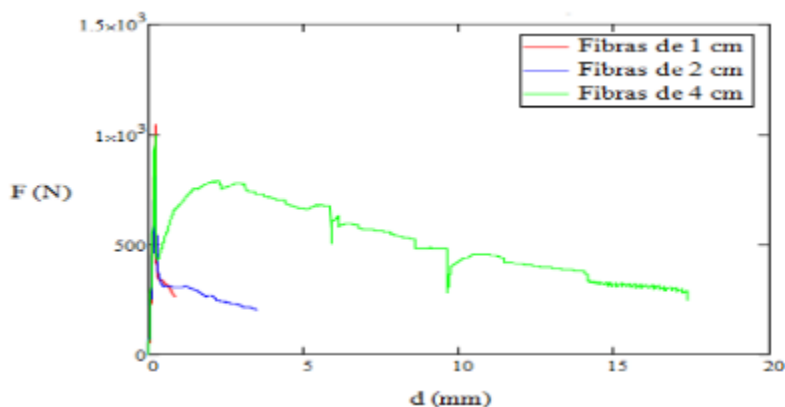


Figura 17 - Curvas experimentais força (F) x deslocamento (d) correspondentes aos maiores deslocamentos obtidos nos ensaios de flexão nas amostras com 2% de fibras de piaçava.

Avaliando-se os resultados das Fig. 16 e Fig. 17, pode-se afirmar que aumento dos deslocamentos últimos tem relação direta com o aumento do comprimento da fibra incorporada, ou seja, quanto maior foi o comprimento da fibra incorporada maiores os deslocamentos últimos. Para o teor de incorporação 1% e 2%, o deslocamento (último) máximo verificado foi de aproximadamente 3,8 mm (fibras de 4 cm), enquanto que para o teor de incorporação 2% foi de 17,5 mm (também fibras de 4 cm). Para este último deslocamento, observou-se, após o ensaio, que o corpo-de-prova relacionado continha uma grande quantidade de fibras concentradas no seu centro, quando comparado, por exemplo, a outro corpo-de-prova do mesmo grupo cuja quantidade de fibras era bem menor no centro. Outro fator importante diz respeito ao diâmetro das fibras localizadas nos centros dos corpos-de-prova após os ensaios. Nos compósitos que apresentaram maiores deslocamentos últimos, foi observado que além de uma maior concentração no centro, as fibras possuíam diâmetros maiores que aqueles verificados nos centros dos corpos-de-prova que apresentaram menores deslocamentos após os ensaios. Na Fig.18 pode ser visto o corpo-de-prova que apresentou o maior deslocamento último após o ensaio de flexão em três pontos.



Figura 18 - Corpo-de-prova (com fibras 4 cm e teor de incorporação 2%) que apresentou o maior deslocamento após o ensaio de flexão.

## Conclusões

- Nos ensaios de espalhamento, verificou-se que a incorporação na argamassa de grãos reciclados de EVA maiores que 16 MESH culmina numa redução da trabalhabilidade da mistura, dificultando a moldagem e prejudicando a qualidade superficial dos corpos-de-prova;
- Nos ensaios de flexão foi possível observar que há uma tendência de perda de resistência com a incorporação do EVA;
- Com a adição das fibras na matriz com EVA, verificou-se um ganho na resistência à flexão, sendo os maiores ganhos associados à adição de 2% de fibras;
- Analisando as curvas experimentais, pode-se afirmar que a incorporação das fibras de piaçava na matriz cimentícia, para grande parte dos corpos-de-prova, favoreceu uma condição pós-crítico,

sendo o maior deslocamento último (17,5 mm) verificado para a mistura com fibras de 4 cm e teor de incorporação 2%.

### **Agradecimentos**

Os autores agradecem ao Professor Ricardo Carvalho Alvim (in memoriam), coordenador da pesquisa e orientador do primeiro autor e a CAPES pelo apoio para apresentação do trabalho no exterior (Processo AEX 14390-13-2).

### **Referências**

\_\_\_\_\_. NBR 5739: Concreto – ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. NBR 13276: argamassa para assentamento de paredes e revestimento de paredes e tetos determinação do teor de água para obtenção do índice de consistência-padrão. Rio de Janeiro, 1995.

- [1] H.J., Savastano. Materiais à base de cimento reforçados com fibras vegetais: reciclagem de resíduos para a construção de baixo custo. 2000. 152 f. Tese (Livre docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.
- [2] T.F. Souza. Avaliação da resistência de compósitos de argamassa leve de EVA reforçada com fibras de piaçava. 2012. 152 f. Dissertação de mestrado (Mestrado em Ciência, Inovação e Modelagem em Materiais) – Universidade Estadual de Santa Cruz, Ilhéus, 2012.
- [3] R.M., Silva. Aplicação de imagens microtomográficas na caracterização de compósitos cimentícios leves reforçados com fibras de piaçava. Dissertação (Mestrado em Ciência, Inovação e Modelagem em Materiais) – Universidade Estadual de Santa Cruz, Ilhéus, 2012.
- [4] E.Q.R., Santiago. Utilização de agregados de EVA e RCD para a obtenção de concretos leves. 2008. 185f. Dissertação de mestrado (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 2008.
- [5] J.S., Idelfonso. Análise de viabilidade técnica da utilização do copolímero Etileno Acetato de Vinila (EVA) descartado pela indústria calçadista em misturas asfálticas (processo seco). 2007. 335f. Dissertação de mestrado (Mestrado em Engenharia Civil: Transportes) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- [6] POLARI FILHO et al. A reciclagem de resíduos da indústria de calçados (EVA) na execução de painéis de vedação na construção civil: avaliação de desempenho. In: II Encontro Temático Meio Ambiente e Educação Ambiental, 2003, João Pessoa. Anais... João Pessoa, 2003.
- [7] P.R.L., Lima. Análise teórica e experimental de compósitos reforçados com fibras de sisal. 2004. 287f. Tese de doutorado (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.
- [8] J.A., Melo Filho. Desenvolvimento e caracterização de laminados cimentícios reforçados com fibras longas de sisal. 2005. 124f. Dissertação de mestrado (Mestrado Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.
- [9] F.A., Silva. Durabilidade e propriedades mecânicas de compósitos cimentícios reforçados por fibras de sisal. 2009. 254f. Tese de doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.



## Design de Membranas e Cascas com Tecido de Algodão aplicadas a Estruturas Tensionadas Artesanais

MOREIRA, Luís Eustáquio<sup>1,a</sup>, SANTOS, Tiago Henrique Silva<sup>2,b</sup> e SILVA, Marcelo da Fonseca<sup>3,c</sup>

<sup>1,2</sup> Departamento de Engenharia de Estruturas DEES, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Av. Antônio Carlos, 6627, Escola de Engenharia – UFMG, CEP 31.270-901 Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

<sup>3</sup> Departamento de Artes e Design, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rua Marquês de São Vicente, 225; Gávea, Rio de Janeiro, RJ, Brazil.

<sup>a</sup>luis@dees.ufmg.br, <sup>b</sup>tiagohss@ufmg.br, <sup>c</sup>marbambu@hotmail.com

**Palavras chave:** membranas compósitas, estruturas tensionadas, design, análise.

**Resumo.** O algodão é um polímero celulósico de baixo custo e alta resistência. Por esse motivo, há cerca de 8 anos nossa equipe começou a desenvolver diferentes compósitos, utilizando-se de tecidos de algodão como malha resistente. Diferentes tipos de resinas e a sua relação com a resistência dos tecidos foram investigados. O objetivo de um modo geral é obter um projeto adequado para cada caso estudado, visando a acessibilidade, baixo custo e sustentabilidade. Não há uma preocupação com a industrialização dos objetos. Ao contrário, a produção autônoma, artesã, é o foco da pesquisa. Como promover o desenvolvimento local, utilizando-se dos recursos locais e valorizando os trabalhos artesanais? Acreditamos que o caminho é estimular a criatividade das pessoas e sua auto-estima através de um processo participativo de produção de objetos de utilidade na satisfação de suas necessidades. Nos últimos 6 anos, este método de pesquisa tem sido aplicado no Laboratório de Sistemas Estruturais - LASE, da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais EEFMG; em colaboração com o Laboratório de Investigação em Livre Desenho – LILD, da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio). Nestes primeiros trabalhos de criação dos objetos, não há preocupação com a quantificação por meio de testes mecânicos, guardados para uma segunda etapa, quando o objetivo é a otimização da solução encontrada e a confiabilidade do dimensionamento. Neste artigo serão apresentadas e discutidas as técnicas de desenvolvimento de compósitos com tecido de algodão selados à água por 3 diferentes tipos de produtos: látex; resina poliuretana de mamona e manta impermeabilizante da SIKA; bem como a possível aplicação desses compósitos a um sistema construtivo artesanal de estruturas tensionadas de pequeno porte.

### Introdução

O Laboratório de Sistemas Estruturais – LASE, do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG e o Laboratório de Investigação em Livre Desenho, do Departamento de Artes e Design da PUC-Rio vêm fazendo uma pesquisa conjunta e contínua de desenvolvimento de objetos de utilidade que possam ser projetados aliando-se as técnicas experimentais do Desenho Industrial às análises numéricas e experimentais da Engenharia de Estruturas. Esta interdisciplinaridade tem permitido o desenvolvimento de materiais e sistemas estruturais com características inovadoras. Nessas investigações busca-se, o quanto possível, a utilização de recursos livres e renováveis, além de técnicas de fácil fabricação e montagem dos produtos obtidos, visando o atendimento das demandas de nichos populacionais que não tenham como se beneficiar das estruturas contemporâneas. Neste sentido, o bambu, as fibras naturais de coco, sisal, piaçava; o barro cru, resinas de mamona, tecidos de algodão, sarja, capins, dentre outros, são os materiais que moldam os

objetos, onde se procura o simples fazer, o fazer de caráter artesanal, usufruindo, contudo, de formas e conceitos contemporâneos.

A leveza é um conceito característico desse desenvolvimento, e ela se expressa muito bem nas estruturas de membranas e cascas. As estruturas tensionadas, por exemplo, utilizam membranas de alta resistência e por isso vencem grandes vãos sem necessidade de apoios intermediários. Embora elas se inspirem nas primeiras tendas dos povos nômades do deserto, trazem todos os conceitos e possibilidades contemporâneos, fruto do desenvolvimento industrial dos materiais e sistemas construtivos, métodos de análise e experimentação, etc. Com isso houve uma explosão das formas que caracterizam a nossa época. Contudo, as soluções industriais, voltadas a grandes empreendimentos, distanciam grande parte da população desses benefícios da atualidade, pelo alto custo de projeto e sofisticação dos acabamentos. Mesmo para cobertura de pequenos vãos e arquitetura efêmera, os custos de produção industrial poderiam inviabilizar a aquisição de um projeto de estruturas tensionadas.

Nesse sentido, com o objetivo de tornar acessível tanto a obtenção de membranas impermeáveis à água como a fabricação de estruturas tensionadas, aqui são apresentados os resultados das investigações realizadas neste ano de 2013, no LASE. Neste artigo, fica claro o método de desenvolvimento Form Finding, Otto [1], onde se aliam as técnicas do Desenho Industrial às análises estruturais de Engenharia, para obtenção do design apropriado e viabilização das inovações propostas.

## Materiais e Métodos

Os materiais utilizados nessa investigação foram: tecidos de algodão, cordas de sisal, linha de algodão (Fig. 1). Após a investigação de tecidos de diferentes malhas, foi escolhido o algodão de sacaria alvejado, que além de apresentar um funcionamento isotrópico na direção da trama e urdidura, é um tecido de baixo custo e facilmente encontrado no mercado brasileiro. A malha de fios desse tecido tem abertura de 1 [mm], (Fig. 8a). A linha de algodão Corrente Extra Forte 00 com diâmetro de 0,8 [mm], (Fig. 1b), indicada para costura de lonas leves e pesadas, couro, malas, bolsas, botas, estofados, encadernações, confecção de redes de pesca, tapetes, trabalhos artesanais, etc., foi também utilizada para costura dos elementos finitos complementares que fecham os vazios da rede (Fig. 2c). O Sisal (gênero *Agave* spp. L., família *Agavaceae*), da espécie *Agave sisalana*, é uma planta originária do México, IZQUIERDO [2], e espalhou-se pelo mundo. Ela fornece as folhas de onde são extraídas as fibras para a confecção da corda de sisal (Fig. 1c). A (Tabela 1) mostra algumas propriedades mecânicas das fibras de algodão e de sisal.



a) Tecido de algodão.



b) Linha de algodão.



c) Corda de sisal.

Figura 1: Materiais Utilizados.

Na (Tabela 1), têm-se referências de propriedades mecânicas das fibras dos materiais utilizados. Contudo, a corda de sisal tem resistência da ordem de 60 [MPa], e da mesma forma, os tecidos de algodão têm resistência bem inferior aos valores das fibras. Para o tecido de algodão utilizado a resistência é da ordem de 40 [MPa]. Isto se deve ao fato dos testes das cordas e tecidos considerarem a área bruta das amostras e não a área útil.

Tabela 1: Propriedades mecânicas do algodão e do sisal.

MATERIAL	MÓDULO DE ELASTICIDADE (GPa)	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO (MPa)	CONTEÚDO DE UMIDADE (%)	FONTE
Algodão	5,5 – 12,6	287 - 597	-	Coelho 2008
Sisal	15,2	535 - 539	14,6	Toledo Filho (1997)

Os tecidos de algodão foram pintados com 3 tipos de selantes: manta líquida impermeabilizante Sikafill da Sika, resina poliuretana mono componente à base de mamona Ecopoly Poliol, da Polyurethane Ind. e Comércio e látex, da Usina Mirassol Borracha e Látex, indústrias brasileiras.

**Experimentos piloto.** Paralelamente aos experimentos de selagem dos tecidos em laboratório, foi desenvolvido um sistema estrutural com elementos finitos quadrados e amarrados entre si pelos vértices. A partir dos primeiros esquemas em desenhos manuais e descrições de princípios de funcionamento, a motivação para as primeiras concretizações não escolhe lugar para gerar os primeiros modelos piloto (Fig. 3a). Constatados os resultados favoráveis, expandem-se em modelos as possibilidades de aplicação da membrana compósita em desenvolvimento, (Fig. 3b e Fig. 3c), onde pode-se distinguir uma estrutura principal, formada de vazios; e uma estrutura complementar, que fecha esses vazios e redistribuem as tensões de maneira a aliviar as solicitações dos vértices.



a) Membrana externa à estrutura.

b) Membrana interna à estrutura.

c) Fechamento dos vazios.

Figura 3: Modelos piloto.

Os modelos piloto estimularam desdobramentos (Fig. 4a). Os elementos finitos de tecido foram cortados em quadrados de 30 cm de lado. Este experimento demonstrou a necessidade de dar um acabamento de bordo nos elementos, já que um elemento começou a rasgar no bordo livre e desfiado. A questão seria fazer uma costura que não enrijecesse os bordos, pois isso impediria a distorção interna dos tecidos, criando rugas. Esse acabamento foi possível através da costura overlock, que embora abrace um conjunto de fios do tecido, produz uma laçada helicoidal, que admite a deformação dos lados, (Fig. 4b). Os quadrados foram conectados pelas arestas, com corda de sisal de 5 mm de diâmetro. Esta conexão utiliza um nó de marinharia conhecido como Nó Fiel, (Fig. 4c). Este nó aperta os elementos ligados sem afrouxar quando submetido a movimentos. O nó Fiel é arrematado do lado oposto, com um Nó Cego.



a) Tensionamento diagonal.

b) Reforço de bordo.

c) Nó Fiel.

Figura 4: Detalhes construtivos.

**Experimentos de laboratório.** Foram realizados testes de pintura e estanqueidade. As pinturas com resina de mamona e látex foram executadas com trincha, seguindo as recomendações do fabricante, quanto ao tempo entre duas demãos e tempo de secagem do produto. A manta



impermeabilizante foi diluída em água 1:1 em volume. Assim como a manta impermeabilizante, a resina de mamona, devido à fluidez, tende a atravessar a malha do tecido, formando gotas, obrigando que se pincele também o lado oposto para um melhor acabamento. A segunda demão da resina deve ser feita antes da secagem da primeira demão, caso contrário, as camadas tendem a se delaminar.

Uma vez secos os produtos, procedeu-se aos testes de estanqueidade, que consistiram em se deixar 400 [ml] de água empoçada sobre os compósitos, por um período de 24 horas, após o que foi observado se havia gotejamento ou mesmo umedecimento do lado oposto.



Figura 5: Testes de estanqueidade.

Foram obtidos os seguintes resultados: - para manta impermeabilizante, (Fig. 5a), com duas demãos de um lado, pintando-se o lado oposto apenas para regularizar a superfície das saliências causadas pelo gotejamento da própria manta, o gotejamento de água iniciou-se 2 minutos após o início do teste. Já a resina de mamona, com 2 demãos em apenas um lado, pelas mesmas razões anteriores, produziu uma casca composta estanque à água (Fig. 5b). Já com o látex, aplicado em 2 demãos de cada lado, produziu-se uma membrana composta também estanque à água (Fig. 5c).

Além desses testes, foi verificado, de forma qualitativa, se a impregnação do tecido estaria fragilizando o compósito. Através de um corte inicial no tecido cru (Fig. 6), verificou-se a facilidade com que se propagavam trincas dentro do compósito. As solicitações foram feitas tanto no modo I de fratura, com tensões de tração perpendiculares ao caminho da trinca como no modo II, denominado anti-deformação plana, que consiste em se puxarem os lados da trinca em sentidos opostos, perpendiculares ao plano do compósito, gerando por isso tensões de corte perpendiculares ao mesmo plano.

Tanto o compósito com a manta Sika quanto com a resina poliuretana, rasgaram-se mais facilmente que o tecido cru, pelo fato de terem impregnado os fios do tecido, fragilizando-os. Já o látex, que somente estampa o tecido, ao invés de impregná-lo, não diminuiu a resistência da membrana ao rasgamento, em comparação com o tecido cru.



Figura 6: Testes de rasgamento.

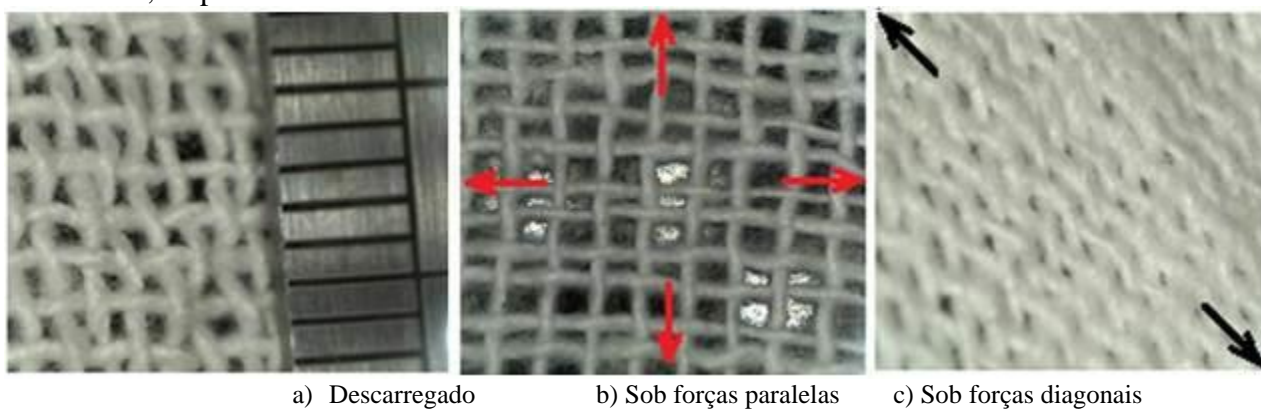
**Experimentos de campo.** Os sacos de algodão foram cortados em quadrados de 70 cm de lado, e a membrana foi tensionada em campo, onde alguns elementos foram pintados com os diferentes selantes (Fig. 7).

Neste experimento pode-se observar o funcionamento mecânico da membrana tracionada pelos vértices, a resistência mecânica dos nós e dos lados dos tecidos, a proteção dos tecidos contra o ataque de fungos e o acúmulo de poeira. Alguns vazios da tensionada foram fechados com elementos complementares. Elementos losangulares foram cortados de acordo com a forma assumida dos vazios, com um trespasse médio de 5 cm. Esses elementos foram primeiramente costurados pelas arestas opostas e em seguida procedeu-se às costuras dos lados opostos, cuidando-se de manter a membrana sem rugas. Neste protótipo iniciaram-se também os estudos de estampagem e impregnação da membrana com selantes.



Figura 7: Experimentos de campo.

**Estrutura dos tecidos.** Outra questão investigada foi a abertura da malha, para constatar a distorção do tecido, fundamental para que os elementos pudessem ser tracionados sem a formação de rugas. Com o auxílio de um pequeno microscópio digital, com um aumento de 200 vezes, foi possível verificar que a distância entre os fios da malha é de aproximadamente 1 [mm] (Fig. 8a). Nas (Fig. 8b e 8c) constata-se a configuração da malha sob forças paralelas aos fios e em diagonal com os fios, respectivamente.



a) Descarregado      b) Sob forças paralelas      c) Sob forças diagonais

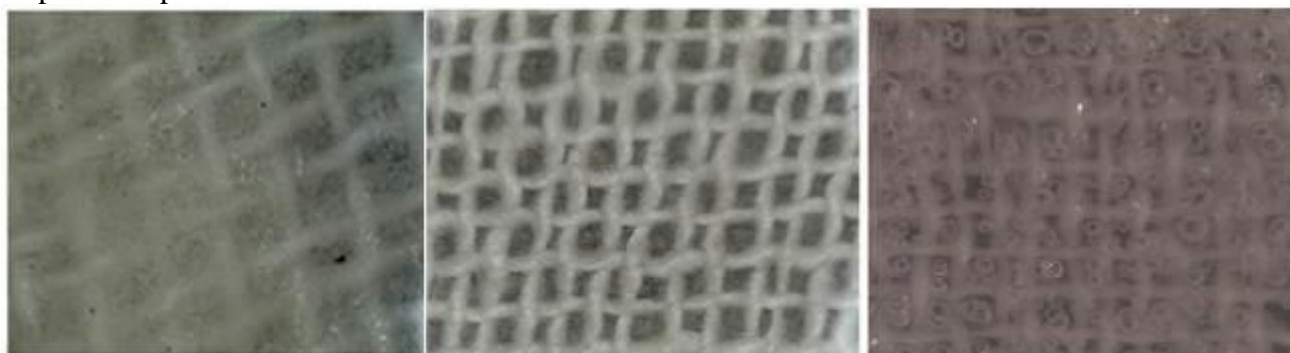
Figura 8: Estrutura do tecido cru.

Com o mesmo aparelho, registrou-se também a estrutura dos compósitos. Na (Fig. 9a) tem-se a imagem da membrana com duas demãos de latex de cada lado do tecido; na (Fig. 9b) tem-se a imagem da membrana com duas demãos de latex em apenas um lado do tecido e na (Fig. 9c) a estrutura da casca fina obtida com duas demãos de resina de mamona aplicada apenas de um lado do tecido, já que a resina penetra nos vazios e é apenas espalhada do lado oposto. Nesta figura pode-se

observar pequenas bolhas de ar que se formaram devido à absorção de umidade do tecido pela resina de mamona.

O peso total das amostras e o consumo de selantes está registrado na (Tabela 2).

**Análise Numérica.** A membrana foi modelada através do software MPanel FEA, gentilmente cedido para pesquisas universitárias pela Meliar Design, empresa dos EUA. Segundo OLIVEIRA e BARBATO [3] as ações usualmente consideradas no estudo do comportamento de membranas são: - sobrecarga concentrada, peso próprio, pressão interna uniforme, carregamento de neve ou de chuva e pressão de vento. Nesta investigação, desprezou-se a carga concentrada, considerando-se apenas as ações nominais: - peso próprio da membrana igual a 6 [N/m<sup>2</sup>]; carregamento de chuva igual a 50 [N/m<sup>2</sup>]; vento de alívio de 360 [N/m<sup>2</sup>]. O tecido foi considerado com espessura contínua de 0,2 [mm], ou seja [2 mm<sup>2</sup>/ cm] de tecido. Considerou-se também o módulo de elasticidade da fibra de algodão da (Tabela 1), E = 5,5 [GPa]. O módulo de elasticidade transversal G, difícil de definir para membranas, foi tomado igual a E/20. Considerou-se também um pré-tensionamento da membrana de 1500 [N/m] e um cabo primário de 8 [mm] de diâmetro (Fig. 12), principal responsável pelo tracionamento da membrana.



a) 4 demãos de látex.

b) 2 demãos de látex.

c) 2 demãos de resina.

Figura 9: Estrutura dos Compósitos

Tabela 2: Consumo de materiais.

Material	Demãos	Faces	Peso da amostra [gf/m <sup>2</sup> ]	Consumo de selantes [g/m <sup>2</sup> ]
Látex	1	2	723	398
	2	2	804	502
	2	1	583	287
Resina Poliuretana Mono Componente à Base de Mamona	1	-	464	336
	2	-	1228	806
Manta Líquida	2	-	637	336

As ações combinadas com os coeficientes de ponderação da ABNT (4) resultaram nos carregamentos: 1) Alívio de 670 [N/m<sup>2</sup>] e 2) Ações de gravidade de 78,4 [N/m<sup>2</sup>]. A membrana foi modelada com 5 [m] na direção x e 5 [m] na direção y, (Fig. 10a). A diferença de nível dos apoios é de 1,5 [m]. A (Fig. 10) refere-se aos resultados de força/m e deslocamentos devidos ao carregamento 1. Na (Fig. 10b) tem-se as direções principais. Valores positivos são forças de tração e deslocamentos positivos são na direção do alívio. Sx e Sy são as forças/m nas direções x e y, respectivamente e Sp1 e Sp2 referem-se às forças/m nas direções principais.

Modelagem numérica para o Carregamento 1:

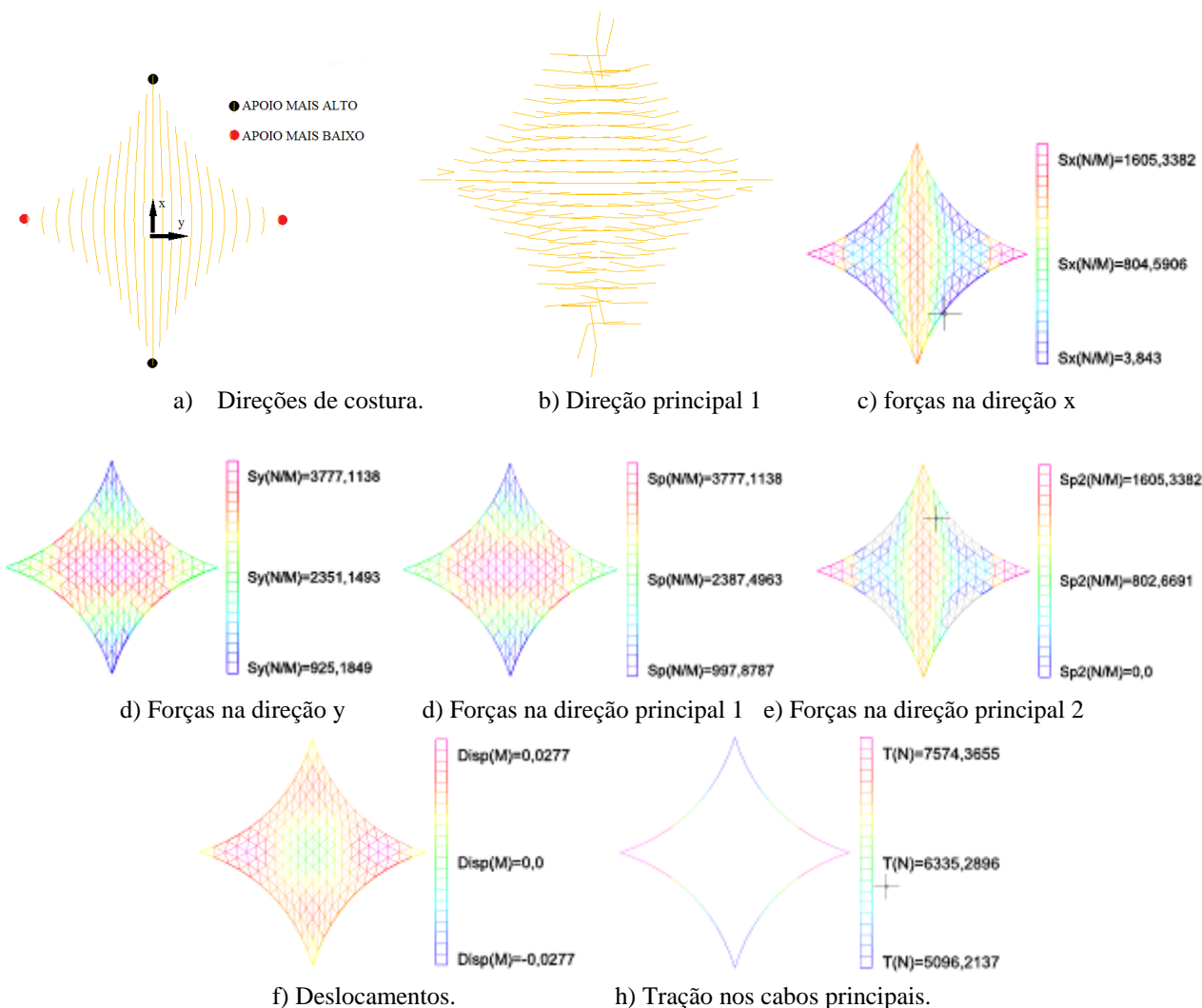


Figura 10: Resultados MPanel FEA para o carregamento 1

Analogamente, a Figura 11 refere-se aos resultados para o carregamento 2.

### Análise dos Resultados

A malha dos tecidos, (Fig. 8c) mostra a capacidade de deformação individual dos elementos finitos de algodão, indispensável para a moldagem da membrana sem rugas. Da mesma forma, a (Fig. 9a), demonstra que o látex não impede a distorção do tecido, o que facilita a fabricação da membrana compósita, que pode então ser produzida independentemente, tanto em módulos quadrados como em moldes produzidos através de softwares e então costurados entre si, restando apenas a pintura final nas linhas de costura e também dos pontos de amarração, quando for o caso.

A (Fig. 9a) mostra o preenchimento dos vazios e selagem dos tecidos, que com duas demãos de látex tanto dos dois lados quanto em apenas um dos lados, (Fig. 9b), tornou-se totalmente estanque à passagem de água ao serem observadas durante um período de 24 horas. Embora a dupla demão de látex pudesse ser aplicada somente de um lado do tecido, a aplicação nas duas faces protege o tecido de umedecimento, evitando-se a formação de fungos que destruiriam as cadeias celulósicas. Outra grande vantagem do látex em relação aos demais produtos experimentados é que ele não molha as fibras, conforme mostrado na (Fig. 9b). A adequada aderência do látex ao tecido pode também ser constatada através da tentativa de delaminação manual.

Já a resina de mamona, embora apresente resistência de membrana, produziu uma casca fina, estanque à água. Desse modo, estes compósitos devem ser utilizados como cascas e não como membranas tensionadas, ou seja, elas exigem outras condições de contorno, e devem ser aplicadas

sujeitas apenas ao peso próprio, sem pré-tensão. Nesse sentido, como cascas, as bolhas de ar que surgem dentro do material, (Fig. 9c), devido a absorções de água do tecido higroscópico, contribuem para aumentar a espessura efetiva da casca, com um menor peso específico final, o que é um fator positivo. Isto acontece porque sendo o algodão um material celulósico, as oxidrilas da celulose capturam moléculas de água do ar. A resina, por sua vez, ao encontrar a molécula de água, expande-se, formando bolhas.

Quanto à manta impermeabilizante, embora admita deformações da ordem de 400 %, produziu uma casca fina e frágil, que apresentou microfissuras quando sujeita a movimentos. Desse modo, os produtos obtidos não ficaram estanques, demonstrando a ineficácia da manta para o propósito desta investigação.

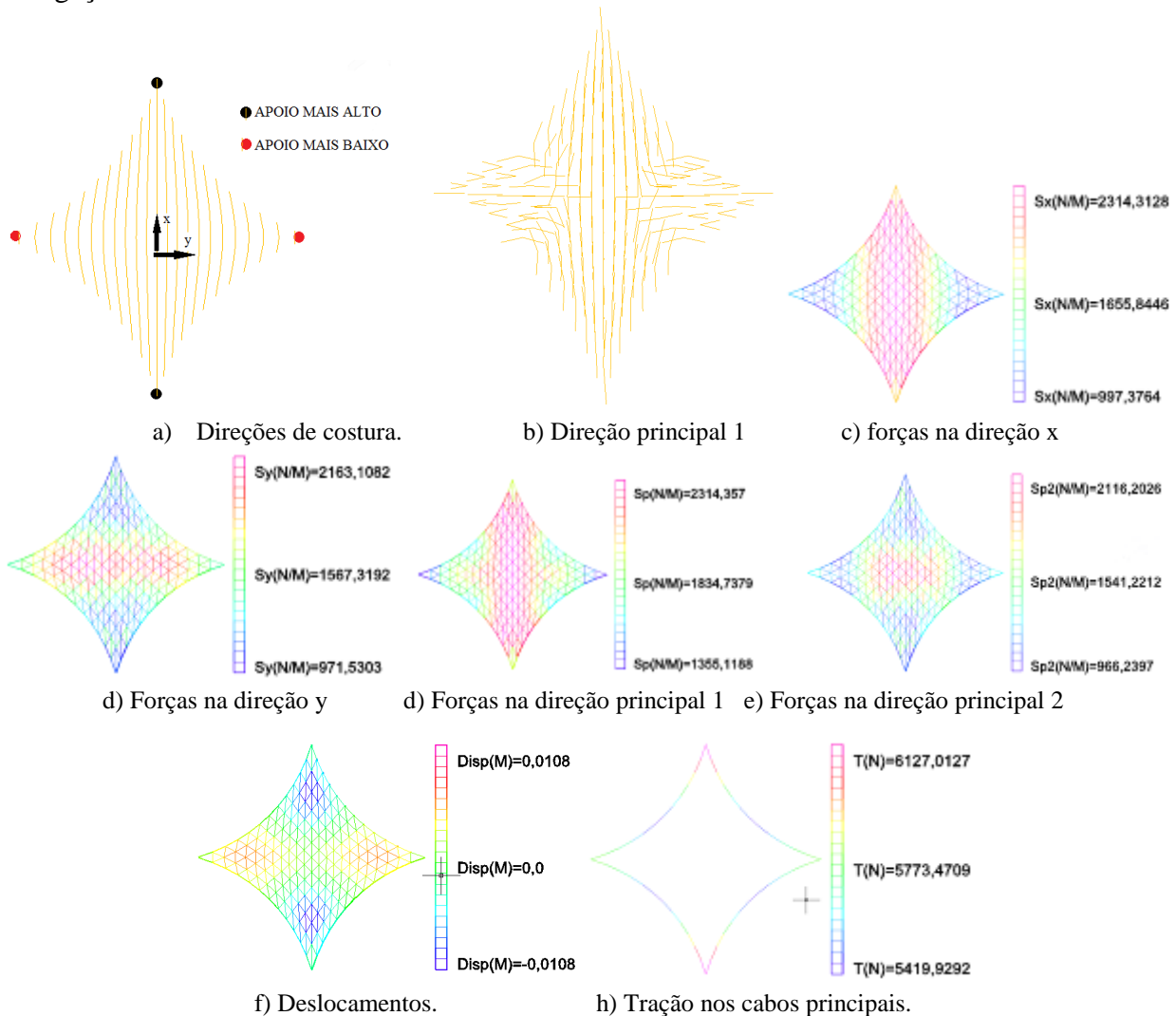


Figura 11: Resultados MPanel FEA para o carregamento 2

Diferentemente do látex, os demais produtos impregnaram as fibras do tecido, transformando os fios em compósitos. Isso faz com que o material fique frágil ao rasgamento, tanto na fratura no modo I quanto no modo II. Em ambas as solicitações, as trincas se propagam por cisalhamento do selante e dos fios compósitos, algo parecido com o que acontece com os compósitos de fibra de vidro e resina poliéster.

Os experimentos de campo demonstraram a eficácia do sistema artesanal proposto em módulos, na moldagem de superfícies anticlásticas. Os vértices amarrados com o nó Fiel suportaram a pré-tensão aplicada, para o vão de 5 metros considerado, não se desfazendo até que os elementos complementares pudessem preencher os vazios e redistribuir as tensões em toda a membrana, aliviando os pontos de amarração. Tanto a casca de mamona quanto a membrana de látex são laváveis em caso de acúmulo de poeira.

Quanto à análise numérica realizada através do MPanel FEA, conforme se pode observar da (Fig. 10h), a força máxima de tração nos cabos foi estimada em 7574 [N]. Claro que essa força dependerá do módulo de elasticidade efetivo  $E_{ef}$  dos cabos de contorno. Como mencionado anteriormente, foi adotado o default do *software*,  $E_{ef} = 100$  [GPa]. Adotando-se cabo sintético de 8 [mm] de diâmetro (nylon, poliamida, polipropileno ou poliéster) as tensões máximas atingiriam 150 [MPa], que são tensões que podem ser absorvidas por cabos poliméricos de alta resistência.

Do mesmo modo, as forças máximas de tração no tecido atingem 3777 [N/m], Figura 10d. Em experimentos simples realizados, o tecido de algodão foi capaz de erguer 80 [N] em uma faixa de 1 [cm] de largura, o que corresponde a uma resistência de 8000 [N/m], tendo-se portanto um coeficiente de segurança igual a 2,1 que é considerado satisfatório para tenso-estruturas (é indicado um coeficiente acima de 2).

Em BECHTOLD [5], tem-se um design mais apropriado para o tracionamento da membrana. Essa solução utiliza dois cabos de contorno, o cabo de tracionamento ou primário e o cabo de reforço de bordo ou secundário. Esticadores independentes puxam a membrana na direção do vértice, fazendo o ajuste fino que evita rugas locais e sobrecarga dessa região.

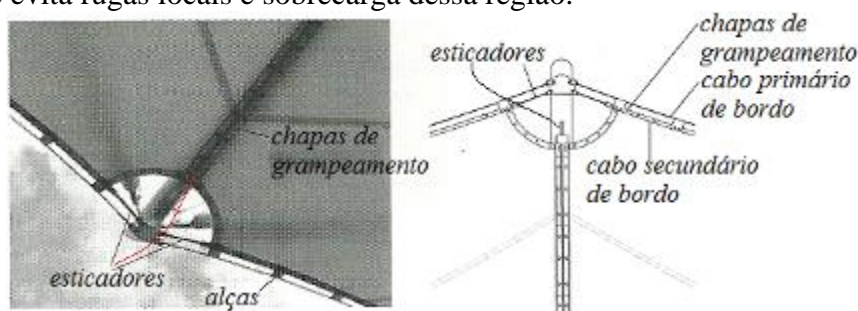


Figura 12: Design apropriado dos elementos de tracionamento. Fonte: BECHTOLD (5)

Na (Fig. 13) tem-se dois novos modelos reduzidos. O modelo superior foi traçado com modelagem através do MPanel, onde se constata a função e funcionamento dos cabos primários e dos esticadores independentes no vértice, (Fig. 13b). Vê-se que o sistema construtivo modular proposto nesse artigo pode ser tensionado em apenas 4 pontos, assim como a modelagem computacional.



a) Configurações geométricas. b) Condições de contorno. c) Distorção dos vazios.

Figura 13: Modelos reduzidos finais.

## Conclusão

A sistema construtivo proposto, com elementos finitos quadrados, apresentou fabricação viável e facilita muito o acesso popular a essas superfícies anticlásticas, sem necessidade de projetos sofisticados.

A manta impermeabilizante apresentou problemas de estanqueidade, não apresentada por nenhum dos outros produtos utilizados, não sendo, portanto, adequada a esta proposta.

A membrana com dupla face de látex teve um resultado excelente em termos mecânicos e em termos de estanqueidade e proteção do tecido ao ataque de fungos, restando ainda dúvidas quanto à resistência quando sujeita a intempéries químicas sobrepostas à insolação e choques térmicos.

O látex estampa os tecidos e não os impregna como acontece com os demais produtos. Esta estampagem, de muito boa aderência, aproxima o produto final das membranas industriais que

existem no mercado, tendo a vantagem sobre os produtos industriais de poderem receber corantes que não alteram as propriedades do látex, permitindo liberdade no uso de cores, que as membranas industriais não têm.

A resina de mamona produziu uma casca fina, estanque, que embora tenha resistência de membrana, deve trabalhar como casca e não como membrana tracionada, exigindo condições de contorno diferentes e montagem sujeita apenas ao peso próprio, sem pré tensionamento.

A (Fig. 13b) mostra ser possível a adaptação de alças e cabos principais de tensionamento, também à estrutura artesanal modular, cujo design deve ser desenvolvido em trabalhos futuros.

As amarrações com nó Fiel mostraram-se adequadas, devido ao atrito do sisal com o tecido. Do mesmo modo que a amarração entre os módulos, os vértices da membrana podem ser puxados por amarração, para ajustes finais nesses pontos, conforme a (Fig.13c).

Os resultados da pesquisa foram satisfatórios e todo beneficiamento futuro dependerá também de relações custo-benefício em função das aplicações particulares. Como exige todo material, há limitações quanto aos vãos livres dessa proposta, que dependem de experimentos mecânicos e dimensionamento estrutural. Resistência a agentes químicos naturais, resistência ao fogo, aos raios UV, facilidade de limpeza e manutenção, remetem também a pesquisas futuras.

### **Agradecimentos**

Os autores agradecem ao CNPq pelo financiamento das pesquisas e à comunidade do Céu do Monte em Santa Luzia, MG, pelo espaço físico cedido para a realização dos experimentos. Agradecemos também ao Engenheiro Wagner Fernando Dias, que iniciou as investigações de compósitos de tecido com resina poliuretana, no LASE, aos quais demos continuidade nessa investigação. Finalmente agradecemos à empresa norte americana Melliar Design, pela utilização do software que permitiu a modelagem e análise MEF da proposta.

### **Referências**

- [1] F. Otto *Lightweight Construction Natural Design - Frei Otto Complete Works*. Boston (2009).
- [2] I. S. Izquierdo *Uso de fibra natural de sisal em blocos de concreto para alvenaria estrutural*. 2011. Dissertação (mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (2011).
- [3] M. B. Oliveira e R. L. A. Barbato *Estudo das Estruturas de Membrana: Uma Abordagem Integrada do Sistema Construtivo do Processo de Projetar e dos Métodos de Análise*. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 7, n. 22, p. 107-122 (2005).
- [4] ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). *Ações e Segurança em Estruturas – Procedimento, NBR 8681* (2004).
- [5] M. Bechtold. *Innovative Surface Structures: Technologies and Applications*. 1ªed. Nova York: Taylor and Francis (2008).

## Estudos de Concretos Reforçados Com Fibras de Aço Fabricadas à Partir de Rejeito da Produção de Lã de Aço

WAGNER Luiz Gustavo<sup>1,a</sup>, ALBERTI Giovani<sup>1,b</sup>, NAKANISHI Elizabete Y.B.<sup>2,c</sup> e MOHAMAD Gihad<sup>3,d</sup>

<sup>1</sup> Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba/PR, Brasil

<sup>2</sup> Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Toledo/PR, Brasil

<sup>3</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, Brasil

<sup>a</sup> luizgw@sanepar.com.br, <sup>b</sup> giovanialberti@ibest.com.br, <sup>c</sup> elizabete\_nakanishi@hotmail.com, <sup>d</sup> gihad@ufsm.edu

**Palavras-chave:** Fibras de aço, resistência ao impacto; concreto refoçado com fibra.

**Resumo.** A adição de fibras no concreto, que já vêm sendo estudada desde a década de 50, faz parte de processo de avanço tecnológico e de sustentabilidade. Assim, o objetivo deste estudo foi de avaliar o desempenho em concretos reforçados com fibras de aço a partir do rejeito industrial, proveniente da produção de lã de aço. Realizaram-se comparações entre dois tipos de concretos, o primeiro trata-se de concreto convencional (de referência), dosado para atingir resistência à compressão de 25 MPa. O segundo é o mesmo concreto, porém com adições de fibras de aço. Verificou-se nos resultados que o teor de argamassa calculado para o concreto deve ser aumentado, de maneira a garantir que as fibras sejam envolvidas pela mesma. A simples incorporação das fibras sem a preocupação de acréscimo no teor de argamassa pode ter prejudicado o desempenho do concreto reforçado com fibra, pois houve aumento significativo no teor de ar incorporado, resultando em uma queda na resistência à compressão. Contudo, o concreto que recebeu adição de fibras de aço mostrou excelente resultado em relação à resistência ao impacto, levando a crer que a fibra de aço estudada tem potencial para ser explorada em locais sujeitos a cargas dinâmicas. Vale ressaltar que foi utilizada uma dosagem bastante baixa da fibra, em comparação ao que se utiliza normalmente, e que a incorporação desta dosagem foi proposta justamente para verificar o comportamento em concretos simples sem aditivos, sem preocupações em alterações nas quantidades de outros componentes e mantendo-se a trabalhabilidade.

### Introdução

A tecnologia empregada atualmente ao concreto, busca levar esse compósito em direção à sustentabilidade. A adição de fibras no concreto, que já vêm sendo estudada desde a década de 50, faz parte desse processo de avanço tecnológico. Para tanto é necessário cada vez mais empenho e conhecimentos dos estudiosos sobre os componentes do concreto para se poder contribuir em levar o material mais usado hoje em dia na construção civil para uma utilização racional. Um concreto reforçado com fibras é apenas um compósito constituído por duas fases distintas. São elas, a matriz e as fibras. No Brasil e em outros países já existem várias obras onde houve a adição de fibras de aço no concreto para melhorar algumas de suas características. Obras como túneis, pavimentos e pré-moldados, usaram essa técnica para garantir melhores resultados do desempenho do concreto, principalmente no estado endurecido. Nesse sentido, as fibras, objeto desse estudo, são fabricadas a partir do rejeito industrial da produção de lã de aço e foram fornecidas pela Crivalli Indústria Prod. Higiene e limpeza. Assim, o presente trabalho espera contribuir para a sustentabilidade do concreto na construção civil. A premissa principal deste trabalho é que, com a adição das fibras fabricadas a partir do rejeito da fabricação de lã de aço, o comportamento do concreto seja alterado. Portanto, o objetivo deste trabalho é uma análise comparativa entre os dois tipos de concretos: concreto



convencional (CCV) e o concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), através de ensaios em estado fresco e endurecido.

## Objetivo

O presente trabalho tem o objetivo de avaliar o desempenho da utilização de fibras fabricadas a partir do rejeito industrial, proveniente da produção de lã de aço, em concretos estrutural.

## Materiais e Métodos

Os materiais utilizados foram o cimento Portland CII Z 32 (massa específica de  $2,95 \text{ g/cm}^3$ ); agregado graúdo utilizado possui massa específica de  $2,81 \text{ g/cm}^3$ , diâmetro máximo característico (DMC) de 19mm e o teor de material pulverulento de 0,50%; agregado miúdo utilizado possui massa específica absoluta de  $2,65 \text{ g/cm}^3$ , módulo de finura igual 2,06 e teor de material pulverulento de 0,60% e a fibra de aço utilizada nesta pesquisa foi fornecida pela empresa Crivalli Indústria de Produtos de Higiene e Limpeza Ltda, produzida a partir dos resíduos resultantes do processo produtivo de lã de aço. O formato da fibra de aço esta ilustrado na Fig. 1, são fibras do tipo onduladas cuja massa específica é igual a  $7,42 \text{ g/cm}^3$ . O comprimento médio é de 50,96 mm, a largura média é de 2,45 mm e o fator de forma médio é igual a 36,77.

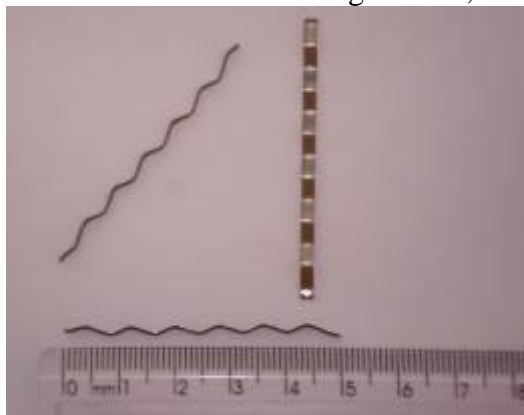


Figura 1: Detalhe da fibra de aço

O trabalho foi elaborado partindo-se de uma revisão bibliográfica dos aspectos envolvidos no mesmo. A partir dos objetivos estabelecidos foi elaborado o programa experimental, contendo ensaios de caracterização dos materiais, ensaios de concreto no estado fresco e ensaios de concreto no estado endurecido. A metodologia de estudos para os ensaios realizados seguiram os procedimentos das normas vigentes. Para a comparação entre os dois tipos de concreto (padrão ou de referência (CCV) e com fibras de aço (CRFA), foram realizados os seguintes ensaios e seus respectivos procedimentos, tais como: verificação da massa específica e teor de ar: NBR 9833/1987 [1] Concreto fresco-Determinação da massa específica e teor de ar pelo método gravimétrico; verificação da resistência à tração: NBR 7222/1994 [2] Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos; verificação da resistência da tração na flexão: NBR 12142/199 [3] Determinação da resistência de tração na flexão em corpos de prova prismáticos; verificação da resistência à compressão: NBR 5739/1994 [4] Ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos; massa específica, absorção e vazios: NBR 9778/2006 [5] Argamassa e concreto endurecido- Determinação da absorção da água por imersão, índice de vazios e massa específica; verificação do módulo de deformação: NBR 8522/2008 [6] Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão - deformação; verificação de resistência ao impacto: Com base nos estudos de FENATO et al. (2007) [7] e na norma da ABNT NBR 12764/2000 [8] Rochas para revestimento: Determinação da resistência ao impacto de corpo duro. Para realização do ensaio de resistência ao impacto foram utilizados procedimentos baseados nos estudos de FENATO, et al, 2007 – Resistência ao impacto em Concretos Auto-adensáveis de Alto

Desempenho Reforçado com Fibras de Aço para aplicação em piso industrial – Apresentado no 49º Congresso Brasileiro de Concreto, promovido pelo Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON – em Setembro de 2007.

**Dosagem do concreto.** Para confecção do concreto convencional (CCV) ou de referência para comparação, utilizou-se os princípios propostos pelo método IPT/EPUSP (HELENE; TERZIAN, 1993) [9]. Os parâmetros para o concreto de referência foram os seguintes: resistência à compressão axial (fck) de 25 MPa e consistência (slump) de  $100 \pm 20$  mm.

Desta forma, o traço resultante para o CCV foi o mesmo utilizado para confecção do Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA), diferenciando-se apenas pelas adições das fibras de aço.

Para dosagem da fibra foi utilizado como parâmetro a consistência do concreto, o qual deveria permanecer sem alteração com relação ao concreto de referência, ou seja,  $100 \pm 20$ mm. As proporções de fibras adicionadas estão apresentadas na Tabela 1. Observa-se nesta que, somente na 1ª dosagem de fibras não alterou o valor de abatimento requerido, ficando dentro da margem de  $\pm 20$ mm. Portanto, foi adotado a proporção de 0,30% em relação ao volume de concreto, ou seja de 22,264 Kg/m³. A mistura dos materiais para confecção do concreto seguiu a seguinte ordem: Agregado graúdo, parte da água de amassamento, cimento, agregado miúdo e restante da água de amassamento. Para melhorar a dispersão das fibras, as mesmas foram adicionadas juntamente com o agregado miúdo, sendo misturados esses dois componentes antes de serem adicionados à betoneira, conforme Fig. 2(a).

O teor de argamassa ótimo é obtido com análise visual do teor de argamassa ideal acrescentando-se 2% a 4% de perdas de produção e transporte. O teor de argamassa ideal é, em teoria, a quantidade em que o agregado graúdo fica completamente envolvido pela argamassa, ao mesmo tempo em que apresenta boa coesão, ou seja, não há a segregação da mistura. Seguindo as recomendações do método, o traço piloto deve ter a proporção de 1;m, onde m é a soma das proporções de agregados graúdos e miúdos seja igual a 5. Inicia-se a mistura mantendo-se uma quantidade fixa de brita de 30 kg. A quantidade de areia a ser adicionada a mistura é obtida através da fórmula  $\alpha=(1+a)/(1+m)$ . Desta forma, adota-se um valor de  $\alpha$  e, então, procede-se com as análises visuais de verificação de coesão e segregação. O teor de argamassa ideal obtido foi de 51% e acrescentando-se 2% de perdas, chegamos no valor de  $\alpha$  ótimo igual a 53% e o traço final encontrado foi de 1 ; 2,18 ; 2,82. O aspecto do concreto com teor de argamassa igual a 51% pode ser visto na Fig. 2(b).

Tabela 50: Dosagem de fibras (Percentual em relação ao volume de concreto)

Dosagem	Percentual	Kg/m³	Slump (mm)
1	0,30%	22,264	85
2	0,50%	37,108	65
3	0,75%	55,662	50
4	1,00%	74,216	30



(a) misturas de areia e fibras de aço



(b) Aspecto do concreto com 51% de teor de argamassa

Figura 2: Concreto com a fibra de aço

**Resistência ao impacto.** Para realização deste ensaio foram moldadas 6 placas com dimensão 5x30x30 cm, utilizando-se de fôrmas confeccionadas em madeira, sendo 3 placas de concreto convencional (CCV) e 3 placas de concreto reforçado com fibras (CRFA). O equipamento utilizado para o ensaio é o mesmo utilizado para ensaios da NBR 12764/2000. Consiste em uma haste de madeira fixada em um bloco de concreto com dois braços transversais, que dão sustentação a um tubo de PVC de 75 mm, colocado paralelamente a haste de madeira. A Fig. 3 mostra o equipamento utilizado no ensaio de resistência ao impacto. O tubo serviu para o lançamento de uma esfera de aço, com massa igual a 1,0 Kg. A esfera de aço é lançada com auxílio de um fio de nylon, que permite deixar a mesma na altura desejada. Sob a base do tubo foi colocado um recipiente metálico retangular com areia fina, onde as placas de concreto foram posicionadas, de modo que a areia amortecesse a reação da placa devido ao impacto da esfera de aço. O detalhe da placa assentada sobre a areia e, a esfera de aço utilizada no ensaio podem ser vistos na Fig. 3.



Figura 3: Ensaio de resistência ao impacto

O ensaio iniciou-se com quedas da esfera de aço de uma altura de 20 cm. A altura de queda da esfera foi aumentando sucessivamente a cada 5 cm até chegar a altura de 110 cm (máxima) que, à partir desta, a altura deve permanecer-se fixa durante os demais lançamentos. A cada lançamento foi verificado visualmente se a placa sofria algum tipo de fissura ou lasqueamento.

## Resultados e Discussões

Os resultados obtidos nos ensaios serão apresentados e discutidos à seguir.

**Massa específica e teor de ar incorporado.** Os resultados dos ensaios de massa específica e teor de ar incorporado em estado fresco do concreto convencional (CCV) e concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) estão apresentados nas Tabelas 2 e 3, respectivamente.

Tabela 2: Massa específica do concreto em estado fresco

$\gamma_{cc}$ - Concreto Convencional - CCV	1°	2°	Média
Massa do concreto [Kg]	35,65	35,64	35,645
Massa específica [Kg/dm <sup>3</sup> ]	2,377	2,376	2,376
$\gamma_{cf}$ - Concreto com fibras - CRFA	1°	2°	Média
Massa do concreto [Kg]	35,7	35,72	35,71
Massa específica [Kg/dm <sup>3</sup> ]	2,380	2,381	2,381

A massa específica do concreto reforçado com fibras de aço (2,381 Kg/dm<sup>3</sup>) é ligeiramente superior a massa específica do concreto convencional (2,376 Kg/dm<sup>3</sup>), devendo-se a este o acréscimo de 0,30% de fibras determinados, ver Tabela 2. Para o teor de ar incorporado no concreto reforçado com fibras (2,3%) é superior ao do Concreto Convencional (1,9%), ou seja, percebe-se que a introdução de fibras ocorre aumento de ar incorporado a mistura na massa de concreto.

Para o teor de ar incorporado no concreto reforçado com fibras (2,3%) é superior ao do concreto convencional (1,9%), ou seja, percebe-se que a introdução de fibras ocorre aumento de ar incorporado a mistura na massa de concreto.

Tabela 3: Teor de ar incorporado

$\gamma_{ca}$ - Concreto Convencional (CCV)		$\gamma_{ca}$ - Concreto Com Fibras (CRFA)	
M cimento [Kg]	371,03	M cimento [Kg]	371,03
M miúdo [Kg]	808,84	M miúdo [Kg]	808,84
M graúdo [Kg]	1046,3	M graúdo [Kg]	1046,3
M água [Kg]	196,64	M água [Kg]	196,64
Massa Total [Kg]	2422,81	M fibras [Kg]	22,264
M cim/ $\gamma$ [dm <sup>3</sup> ]	125,773	Massa Total [Kg]	2445,074
M miúdo/ $\gamma$ [dm <sup>3</sup> ]	305,223	M cim/ $\gamma$ [dm <sup>3</sup> ]	125,773
M graúdo/ $\gamma$ [dm <sup>3</sup> ]	372,349	M miúdo/ $\gamma$ [dm <sup>3</sup> ]	305,223
M água [dm <sup>3</sup> ]	196,64	M graúdo/ $\gamma$ [dm <sup>3</sup> ]	372,349
Total [dm <sup>3</sup> ]	999,984	M água [dm <sup>3</sup> ]	196,64
$\gamma_{ca}$ [kg/dm <sup>3</sup> ]	<b>2,423</b>	M fibras/ $\gamma$ [dm <sup>3</sup> ]	3,001
Teor de ar incorporado		Total [dm <sup>3</sup> ]	1002,985
$\gamma_{cf}$	2,376	$\gamma_{ca}$ [kg/dm <sup>3</sup> ]	<b>2,438</b>
$\gamma_{ca}$	2,423	Teor de ar incorporado	
$\gamma_{cf}/\gamma_{ca}$	0,981	$\gamma_{cf}$	2,381
$1 - [\gamma_{cf} - \gamma_{ca}] - \%$	<b>1,9</b>	$\gamma_{ca}$	2,438
		$\gamma_{cf}/\gamma_{ca}$	0,977
		$1 - [\gamma_{cf} - \gamma_{ca}] - \%$	<b>2,3</b>

**Resistências à tração por compressão diametral.** Os resultados da resistência à tração por compressão diametral encontram-se na Tabela 4 e na Fig. 4 ilustra a imagem deste ensaio.



Figura 4: Ensaio de resistências à tração por compressão diametral

Analisando a Tabela 4 para as resistências à tração por compressão diametral para as diferentes idades de ruptura (3, 7 e 28 dias) pode-se notar que, houve um pequeno aumento na resistência à tração no concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) em relação ao concreto convencional (CCV) em todas as idades ensaiadas, atingindo a maior diferença em relação ao concreto convencional aos 28 dias.

Também merece ser destacado o comportamento diferenciado dos corpos de prova após a ruptura. Enquanto os corpos de prova do concreto convencional se partiram em dois de forma abrupta, o

mesmo não aconteceu com os corpos de prova do concreto reforçado com fibras de aço, que devido à aderência da fibra com a matriz permaneceram inteiros, mesmo após ter atingido a resistência máxima de ruptura, ver Fig. 4.

Tabela 4: Resultados da resistência à tração por compressão diametral

CCV – REFERÊNCIA – 3 dias				CCV – REFERÊNCIA – 7 dias				CCV – REFERÊNCIA – 28 dias			
Exemplar	1	2	3	Exemplar	1	2	3	Exemplar	1	2	3
Resistência (Mpa)	1,45	1,61	1,47	Resistência (Mpa)	2,83	2,36	2,26	Resistência (Mpa)	3,06	2,88	3,24
Média (Mpa)	1,51			Média (Mpa)	2,48			Média (Mpa)	3,06		
Desvio Padrão	0,09			Desvio Padrão	0,30			Desvio Padrão	0,18		
CRF – CONCRETO COM FIBRAS – 3 dias				CRF – CONCRETO COM FIBRAS – 7 dias				CRF – CONCRETO COM FIBRAS – 28 dias			
Exemplar	1	2	3	Exemplar	1	2	3	Exemplar	1	2	3
Resistência (Mpa)	1,56	1,55	1,57	Resistência (Mpa)	2,71	2,56	2,70	Resistência (Mpa)	3,17	3,63	3,53
Média (Mpa)	1,56			Média (Mpa)	2,66			Média (Mpa)	3,44		
Desvio Padrão	0,01			Desvio Padrão	0,08			Desvio Padrão	0,24		

**Resistência à tração na flexão.** A adição de fibras de aço não trouxe melhoras significativas na resistência à tração na flexão, sendo que aos 3 dias de idade o concreto convencional de referência apresentou melhores resultados. As resistências ficaram bastante parecidas aos 28 dias de idade. O comportamento dos corpos de prova, assim como no ensaio de tração por compressão diametral, foi bastante distinto entre os dois tipos de concreto. O concreto convencional apresentou uma ruptura abrupta, partindo o corpo de prova em dois. Já o concreto reforçado com fibras de aço apresentou apenas fissuras, ou seja, uma ruptura mais suave, mantendo o corpo de prova inteiro. A Fig. 5 ilustram o comportamento diferenciado entre os dois tipos de concretos.



Figura 5: Ensaio de resistências à tração na flexão

**Resistência à compressão simples.** Os resultados mostraram uma resistência superior do concreto reforçado com fibras de aço em poucas idades, 3 e 7 dias. Porém, aos 28 dias houve uma inversão nos resultados onde pode-se notar que, a adição de fibras baixou a resistência à compressão do concreto, muito embora, em ambos os casos, tenham ficado acima da resistência requerida de 25 MPa, ou seja, para o concreto convencional este atingiu 32,40 MPa e o concreto com fibras 29,80 MPa.

**Massa específica, índice de vazios e absorção de água por imersão.** Os resultados obtidos no ensaio NBR 9778/2006 – Massa específica, índice de vazios e absorção de água por imersão, estão apresentados na Tabela 5. Conforme pode-se verificar através da Tabela 5 que, a adição de fibras elevou o índice de vazios no concreto. A absorção de água também foi maior no concreto reforçado com fibras de aço, que atingiu o valor de 2,91% enquanto que a absorção de água do concreto convencional foi de 2,59%.

Neste caso, o concreto reforçado com fibras, demonstra que poderá ter um comportamento inferior em relação à durabilidade em caso de sujeição à ação de agentes agressivos, em comparação ao concreto convencional de referência.

Tabela 5: Resultados dos ensaios conforme norma NBR 9778/2006

CCV	Absorção [%]	Índice de vazios [%]	M. específica seca [Kg/m³]	M. específica saturada [Kg/m³]	M. específica real [Kg/m³]
CP I	2,64	6,16	2330	2392	2484
CP II	2,54	5,93	2335	2394	2482
Média	2,59	6,045	2332,5	2393	2483
CRFA	Absorção [%]	Índice de vazios [%]	M. específica seca [Kg/m³]	M. específica saturada [Kg/m³]	M. específica real [Kg/m³]
CP I	2,87	6,77	2359	2427	2530
CP II	2,96	6,91	2332	2402	2505
Média	2,915	6,84	2345,5	2414,5	2517,5

**Módulo de deformação.** Os resultados do ensaio de módulo de deformação atenderam todas as considerações da norma NBR 8522/2008 [6], estão apresentadas na Tabela 6. O módulo de deformação do concreto convencional é igual a 34,10 GPa, enquanto que o módulo do concreto reforçado com fibras de aço é igual 32,43 GPa. O Concreto com fibras de aço tem maior deformação para uma mesma tensão em relação ao concreto convencional.

Tabela 6: Módulo de deformação tangente inicial

CCV – REFERÊNCIA – $f_c$ 32 MPa			
Exemplar	1	2	3
Módulo de deformação (GPa)	33,70	34,50	34,10
Média (GPa)	34,10		
Desvio Padrão	0,40		
CRF – CONCRETO COM FIBRAS – $f_c$ 29,8 MPa			
Exemplar	1	2	3
Módulo de deformação (GPa)	32,80	32,40	32,10
Média (GPa)	32,43		
Desvio Padrão	0,35		

**Resistência ao impacto.** A Tabela 7 mostra os nºs de golpes, a uma altura de 110cm, necessários para o aparecimento da 1ª fissura e nº de golpes para ruptura das placas. Não houve fissuração em lançamentos de altura inferior a 110 cm. Para evitar maiores dispersões nos resultados, foram descartados os exemplares de nº 3 de cada tipo de concreto. Vale destacar que, as fissuras no concreto reforçado com fibras de aço, surgiram na parte inferior da peça ensaiada, enquanto que na placa do concreto convencional as fissuras eram visíveis na parte superior desde seu surgimento. A Fig. 6(a) e (b) demonstram o aspecto das placas rompidas, do concreto convencional e reforçado com fibras de aço, respectivamente. A placa do concreto convencional foi considerada rompida quando se partiu em duas partes, já a placa de concreto reforçado com fibras de aço foi considerada rompida quando a fissuração se propagou pelas laterais da peça, chegando até a parte superior da mesma.

Para avaliação da resistência ao impacto foi calculada a energia até o aparecimento da primeira fissura e da ruptura total, conforme a fórmula:

$$E = n^{\circ} \text{ de golpes} \cdot h \cdot m \cdot g \quad (1)$$

sendo:

$E$  = Energia Potencial

$h$  = Altura de queda da esfera de aço

$m$  = Massa da esfera de aço

$g$  = Aceleração da gravidade (9,8 m/s<sup>2</sup>)

Tabela 7: Registro de nº de golpes – ensaio de resistência ao impacto.

Concreto Convencional - CCV		
Exemplar	Nº golpes / 1ª fissura	Nº golpes / ruptura
1	7	19
2	10	15
3	5	6
Concreto Reforçado com Fibras de Aço - CRFA		
Exemplar	Nº golpes / 1ª fissura	Nº golpes / ruptura
1	20	68
2	20	70
3	10	65

Também foi avaliado o índice de resistência residual ao impacto (IRRI), dividindo a energia média necessária para ruptura da placa, pela energia média necessária para aparecimento da primeira fissura.



(a) Concreto convencional (CCV)



(b) concreto reforçado com fibra de aço (CRFA)

Figura 6: Placas de concreto - ensaio de resistência ao impacto

A Tabela 8 e a Fig. 7 mostra os resultados de ensaio de resistência ao impacto. A adição de fibras trouxe um aumento significativo na energia necessária para o surgimento da primeira fissura, sendo 2,35 vezes maior em relação ao concreto convencional. A energia para ruptura teve um aumento ainda maior, sendo 4 vezes maior. Este aumento está associado à capacidade das fibras de atuarem como ponte de transferência de tensões, pois pela sua capacidade de deformação a fibra dissipa a energia concentrada nas extremidades das fissuras, barrando-as (FIGUEIREDO, 2005) [10].

O índice de resistência residual (IRRI) foi 70% maior no concreto reforçado com fibras de aço, demonstrando grande contribuição da fibra para restringir a propagação da fissura, após surgimento da mesma, ver Fig. 8.

Tabela 8: Resultados do ensaio de resistência ao impacto

Tipo de concreto	h queda (m)	Massa esfera (Kg)	nº golpes médio		Energia (J)		IRRI
			1ª fissura	Ruptura	1ª fissura	Ruptura	
CONVENCIONAL	1,10	1,00	8,5	17,00	91,63	183,26	2,00
CRF	1,10	1,00	20	69,00	215,6	743,82	3,45

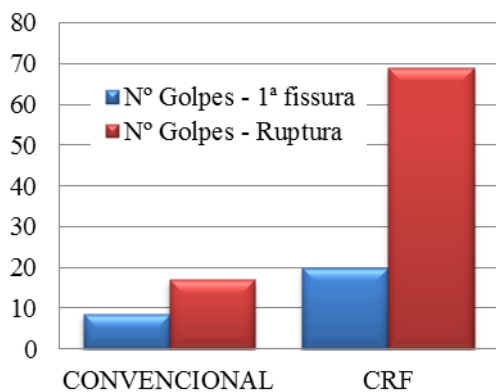


Figura 7: Resistência ao impacto (tipo de concreto x nº de golpes)

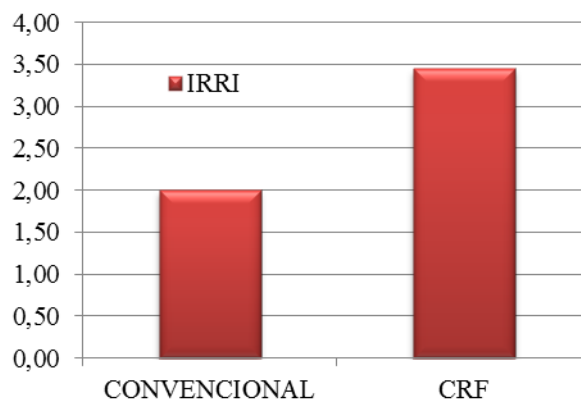


Figura 8: Índice de Resistência Residual ao Impacto (tipo de concreto x IRRI)

## Conclusão

Dentro do que foi proposto nesta pesquisa, a adição de fibras demonstrou desempenho satisfatório com relação à capacidade de resistência após fissuração, como observado nos ensaios de resistência ao impacto. Por outro lado, esperava-se também um aumento na resistência de tração na flexão, fato que não se concretizou. Além disso, a adição de fibras não trouxe acréscimos e nem decréscimos significativos em relação à resistência a compressão.

A fibra tem potencial para ser utilizada em locais que são afetados por cargas dinâmicas, como pisos industriais, por exemplo. Para isso recomenda-se que se façam testes com dosagens maiores de fibra, buscando-se atingir resistência na flexão da ordem de 5 a 7 MPa, valores que comumente são especificados para pisos industriais (MEHTA; MONTEIRO, 2008) [11].

Vale ressaltar que foi utilizada uma dosagem bastante baixa da fibra, em comparação ao que se utiliza normalmente, e que a incorporação desta dosagem foi proposta justamente para verificar o comportamento em concretos simples sem aditivos, sem preocupações em alterações nas quantidades de outros componentes e mantendo-se a trabalhabilidade.

O teor de argamassa calculado para o concreto simples deve ser aumentado, de maneira a garantir que as fibras sejam envolvidas pela mesma. A simples incorporação das fibras sem a preocupação de acréscimo no teor de argamassa pode ter prejudicado o desempenho do CRFA, pois houve aumento significativo no teor de ar incorporado, resultando em uma queda na resistência à compressão.

## Referências

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 9833:2009 Concreto fresco - Determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico.
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 7222/1994 Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 12142/2010 Concreto — Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 5739/2007 Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.
- [5] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 9778/2009 Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica.
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT : NBR 8522/2008 Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.



- [7] Thalmus Magnoni FENATO; Berenice TORALLES-CARBONARI; Heitor YOSHIDA. Resistência ao impacto em concreto reforçado com fibras de aço para aplicação em piso industrial. In: congresso brasileiro do concreto , 49., 2007, Rio Grande do Sul. Anais... São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2007. 16 p
- [8] Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 12764/2000 Rochas para revestimento - Determinação da resistência ao impacto de corpo duro - Método de ensaio.
- [9] Paulo Helene e Paulo Terzian. Manual de Dosagem e Controle de Concreto. PINI, 1992.
- [10] Antônio Domingues FIGUEIREDO; CHAMA NETO, Pedro J.; FARIA, Hernando M. A nova normalização brasileira sobre fibras de aço. Concreto & Construções, São Paulo, Ano XXXVI, n. 50, p. 67-76, Abr. 2008.
- [11] Povindar Kumar MEHTA; Paulo J. M. MONTEIRO. Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais. 3ª Edição. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2008. 674 p.

## Relação entre altura e vão de painéis pultrudados em fibra de vidro aplicados em tabuleiros de pontes

MICALI Roberto Mauricio<sup>1,a</sup>, DE CARVALHO Jonas<sup>2,b</sup>

<sup>1</sup> USP- Universidade de São Paulo, Av. Trabalhador São Carlense, nº400, CEP 13566-590, Brasil

<sup>2</sup> USP- Universidade de São Paulo, Av. Trabalhador São Carlense, nº400, CEP 13566-590, Brasil

<sup>a</sup> roberto.micali@eesc.usp.br, <sup>b</sup> prjonas@sc.usp.br

**Palavras-chave:** Pultrusão, Tabuleiro, Elementos, Deslocamentos, Deformações.

**Resumo.** Em determinadas estruturas de concreto armado tem-se verificado custos significativos de recuperação ao longo do tempo para manter a durabilidade dessas estruturas, principalmente em ambientes agressivos. Atualmente também vem crescendo em termos de projeto a exigência de estruturas mais leves, que possam resistir aos esforços e serem construídas em menor tempo, diminuindo assim os custos no canteiro de obras. Os painéis pultrudados com fibras de vidro (Polímero Reforçado com Fibras de Vidro – PRFV) são fabricados e empregados na construção de tabuleiros de pontes em diversos países. Podem ser utilizados também como elementos estruturais em plataformas marítimas, pontes para pedestres, pontes temporárias ou definitivas para veículos automotivos. Através da literatura atual estuda-se o comportamento desses painéis em condições de serviço, em termos de deformações e deslocamentos. Elaborou-se um modelo numérico de painel multicelular PRFV em que a seção transversal difere das fabricadas atualmente pelas principais empresas de pultrusão no mundo. Alternando-se a relação entre o vão desse painel com a sua respectiva altura e considerando determinado tipo de carregamento, pode-se tabelar esses valores em termos de tensões, deformações e deslocamentos, traçando-se um comparativo entre os principais painéis atualmente utilizados em tabuleiros de pontes. Na análise numérica, procurou-se considerar em termos de projeto a condição anisotrópica dos materiais compósitos, mesmo sabendo-se que no processo de pultrusão a tendência é de se manter a maioria das fibras unidirecionais.

### Introdução

**Evolução das pontes.** Atualmente a maioria dos tabuleiros que integram a superestrutura das pontes ainda são construídos com materiais tradicionais. São utilizados, com maior capacidade portante dos tabuleiros, o concreto armado, concreto protendido e elementos estruturais de concreto pré-moldado com a utilização de vigamentos metálicos ou de concreto armado como forma de sustentação e apoio aos tabuleiros. Também, mas em menor quantidade, pontes e tabuleiros de madeira para pedestres e veículos automotivos leves, principalmente em regiões rurais.

Uma das maneiras de se classificar as pontes é através do seu método construtivo [1]. Dessa forma tem-se as pontes mais antigas moldadas in situ sobre cimbramento fixo conforme a Figura 1-a, as moldadas in situ sobre cimbramento móvel, com ou sem aduelas pré-moldadas, conforme a Figura 1-b.

Tem-se também as pontes em consolos sucessivos moldados in situ e consolos sucessivos pré-moldados, conforme a Figura 2-a, lançamentos progressivos, conforme a Figura 2-b, pontes estaiadas, conforme a Figura 2-c, e pontes pênséis, onde como exemplo tem-se a exuberante ponte Akashi-Kaikyo, o maior tabuleiro suspenso do mundo com 1991 metros de vão, inaugurada em 1998 no Japão, conforme mostra a Figura 2-d.

Considera-se também para efeito de projeto a associação de dois ou mais métodos construtivos.



Figura 1- Pontes moldadas com cimbramento fixo e móvel. (Adaptado)



Figura 2- Pontes em consolos sucessivos, lançamentos progressivos, estaiadas e pênséis. (Adaptado)

**Tabuleiros pultrudados.** Devido às suas propriedades vantajosas, tais como materiais com elevada resistência específica, grande tolerância ao gelo e degelo, saís e também tempo de instalação reduzido, com interferência mínima no tráfego, os perfis e painéis pultrudados em polímero reforçado com fibras de vidro estão se tornando uma alternativa valiosa, principalmente para estruturas de pontes para pedestres e tabuleiros para tráfego de veículos [2]. São elementos estruturais dispostos sucessivamente que permitem assegurar a continuidade construtiva de algumas estruturas. Podem ser definidos como sendo perfis de seção fechada fabricados em geral pelo processo de pultrusão, cujas extremidades adjacentes possuem capacidade de interligação com outros perfis de mesma seção transversal, provocando um aumento sucessivo e longitudinal da estrutura global, através de sistemas de fixação dos painéis por encaixe e ligação entre eles através de adesivos estruturais. Na área da construção civil verifica-se sua utilização na reabilitação de estruturas que se encontram em serviço, principalmente pontes rodoviárias permanentes ou temporárias e pontes para pedestres e também em regiões de alta agressividade ambiental, onde o custo para reforçar essas estruturas em aço e concreto se torna inviável e de certa forma ineficiente a médio e longo prazo. Os painéis compósitos em geral apresentam rigidez e resistência mecânica elevada quando comparados com seus respectivos pesos próprios, apresentam também boas propriedades de isolamento térmico e em ambientes altamente agressivos se comportam melhor do que estruturas usuais, como o concreto armado e estruturas em aço. Entretanto, por serem elementos construtivos que dependem de determinada tecnologia desde a sua concepção de projeto, na pré-fabricação de seus elementos, transporte e mão de obra extremamente especializada, são mais utilizados e com mais frequência em países desenvolvidos, principalmente Japão, Coreia do Sul, Estados Unidos, Canadá e alguns países da Europa. Em particular no Brasil, os painéis compósitos pultrudados ainda não são fabricados e nem utilizados como tabuleiro de pontes para veículos automotivos, sendo ainda muito pouco conhecidos. Algumas empresas no Brasil fabricam apenas perfis pultrudados em fibra de vidro, que são utilizados como materiais, equipamentos e estruturas offshore para indústria do petróleo e gás natural [3].

A Figura 3 mostra, como exemplo, a concepção de um projeto de substituição de ponte convencional por uma ponte basculante, na cidade de Victoria no Canadá, entre as opções de projeto tem-se o tabuleiro feito com painéis compósitos pultrudados [4].



Figura 3- Concepção de Projeto para substituição da ponte da Rua St. Johnson (Canadá).

Das 575.000 pontes americanas, 42% estão precisando de reparação ou reforço da estrutura [5]. A principal causa da degradação é a corrosão dos vergalhões de aço. Foi lançado em 1995 o Programa *CONMAT* para reabilitação dessas estruturas, com um orçamento de 2 bilhões de dólares, dos quais 40% se aplicam na utilização de PRF (Polímero Reforçado com Fibras) nas estruturas de pontes e passarelas. A principal finalidade desse programa é reduzir os custos de manutenção, aumentando a durabilidade dessas estruturas. A primeira ponte construída com PRF nos Estados Unidos data de 1996, e no final de 2000 mais de 32 pontes haviam utilizado o sistema PRF, tanto na reabilitação como na construção de pontes. O Japão utilizou PRF para reforço em estruturas de pontes três vezes mais em 1996 do que no ano anterior, após o terremoto de Kobe. No Canadá, pesquisas estão sendo realizadas para a melhoria na durabilidade em pontes com a aplicação de perfis de PRF. Já na Europa as pesquisas sobre aplicação de PRF começaram em 1960. O EUROCODE, desde 1993, tem estabelecido normas em relação ao projeto, fabricação e construção de estruturas com PRF, nas quais fornece diretrizes de projeto em relação a utilização e durabilidade dos materiais PRF e também para a utilização de reforço de fibras em concreto. Na Europa existe também uma corporação entre a Dinamarca, Reino Unido, Suécia, Holanda e Espanha, onde desenvolveu-se o sistema *ASSET*, um tabuleiro pultrudado para pontes, composto pela combinação de dois perfis triangulares, que foi aplicado na Ponte “*West Mill*” na Inglaterra.

**Processos de Fabricação dos Painéis.** Pultrusão significa um processo de laminação contínua para fabricação de perfis lineares unidirecionais de seção transversal constante, onde a fibra contínua é impregnada com resina e o material é tracionado através de um molde de metal aquecido. A mistura fibra-resina toma a geometria do molde. A temperatura do molde ativa a reação presente na mistura, ocorrendo a ligação transversal polimérica conforme o perfil do molde, como pode ser visto na Figura 4-a. Uma das características marcantes dos perfis fabricados pelo processo de pultrusão são as seções transversais bem definidas e com predominância de uma dimensão sobre as demais, conforme a Figura 4-b [6].

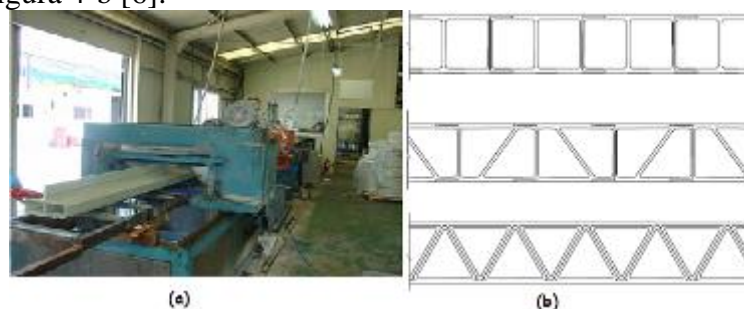


Figura 4- Fabricação de perfis lineares e seções transversais de painéis pultrudados.

A partir do ano 2000 a Coréia do Sul com, a rápida urbanização e industrialização levou a um fortalecimento da malha rodoviária, com ênfase na utilização de materiais PRFV (Polímero Reforçado com Fibras de Vidro) na construção, reparação e reforço de estruturas de pontes

degradadas, conseguindo estruturas com alta durabilidade, resistência e peso reduzido e vem se destacando no mundo com empresas de alta tecnologia na produção de perfis e painéis pultrudados, como a empresa KCI- Kookmin Composite Infrastructure, Inc. (Seul, Coréia do Sul) [7].

Existem algumas empresas que fabricam sistemas de painéis ou células de PRF que posteriormente podem ser conectados entre si formando após sua montagem o tabuleiro principal das pontes, como o ASSET, EZ-Span, DuraSpan, Strongwell e Superdeck System e mais recentemente o KCI na Coréia do Sul, sendo que a maioria trabalha com os painéis pultrudados e com os painéis sanduíche, Mas também existem painéis compósitos fabricados por outros processos que não seja a pultrusão. Estes painés que são produzidos por outros processos de fabricação geralmente acabam possuindo um núcleo como enchimento do tabuleiro o que evidencia uma categoria diferente de painéis que não seriam nem pultrudados e nem tipo sanduíche [8].

Analisaram-se [9], vários modelos em escala reduzida de perfis com configurações diferentes para selecionar em ensaios de flexão os perfis adequados, em geral estes modelos foram fabricados com tecidos de fibras de vidro, em até quatro camadas, com orientações  $0^\circ$ ,  $+45^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $-45^\circ$ , matriz em poliéster insaturado e núcleo *polycyanurate* foram utilizados para fabricação pelo processo VARTM (Vacuum Assisted Resin Transfer Molding – Moldagem por Transferência de Resina Assistida por Vácuo). Ensaios de flexão foram realizados nos modelos e a configuração de treliça (triangular) foi a que melhor se comportou em eficiência tanto nos ensaios de deslocamento como de deformação. Baseado neste estudo para os modelos de tabuleiros o modelo em escala real triangular foi fabricado através do processo denominado de Filament Winding (Enrolamento Filamentar). A Figura 5 mostra as etapas do processo de fabricação do painel, onde à esquerda tem-se primeiramente o processo de Filament Winding aplicado aos tubos triangulares que vão compor a estrutura interna do painel, depois à direita o mesmo processo aplicado na face externa do painel e finalmente abaixo o painel do tabuleiro pronto.



Figura 5- Processo de Filament Winding na fabricação de painéis compósitos.

**Fabricantes.** Nos Estados Unidos cerca de 41% dos sistemas de tabuleiros instalados são pultrudados [10]. Embora seja um sistema de produção que exige grandes investimentos, os painéis pultrudados possuem seções transversais com alto teor de fibras, baixo índice de vazios, boa durabilidade, excelente resistência e rigidez. Os outros dois processos utilizados na produção de painéis sanduíche para tabuleiros de pontes são VARTM (Vacuum Assisted Resin Transfer Molding) e hand-lay-up, um processo manual com molde aberto. Na Tabela 1 encontram-se alguns fornecedores dos Estados Unidos, processo utilizado na fabricação e nome comercial dos sistemas de painéis produzidos.

Na Figura 6 tem-se duas substituições de tabuleiros por painéis compósitos pultrudados, fabricados pela empresa ZellComp em Indiana, Estados Unidos [11].

**Comparação entre sistemas de tabuleiros.** No sistema DuraSpan de tabuleiros o teor de fibras consiste basicamente em rovings de fibra de vidro-E e uma percentagem menor em volume de esteiras ou tecidos envoltos em resina poliéster isoftálica. A Figura 7 à esquerda mostra a distribuição interna das fibras de um painel com face trapezoidal, tendo na face do painel seis esteiras distribuídas sobre a espessura e quatro camadas de rovings unidirecionais de fibras uniformemente distribuídas a  $0^\circ$  intercaladas com resina isoftálica, distribuídos ao longo de sua espessura. Na Figura 7 à direita tem-se a configuração de distribuição das fibras no caso de painel

com face triangular.

Tabela 1 – Fabricantes dos painéis PRF nos Estados Unidos. Adaptado [10]

Fornecedor		Sigla	Processo fabricação	Nome comercial
Atlantic Research Corp		ARC	Pultrusão	EZ-Span
Creative Pultrusions Inc		CP	Pultrusão	Superdeck
Fiber Reinforced Systems Ltd		FRS	Pultrusão	TechDeck
Infraestrutura Comp. International Inc		ICI	Mold. lay-up	-----
Martin Marietta composites		MMC	Pultrusão	DuraSpan
Strongwell		Str	Pultrusão	EXTREN
Webcore Technologies/Comptek		W	VARTM	TYCOR
E.T. Techtonics		ETT	Pultrusão	-----
ZellComp		ZC	Pultrusão	-----
VARTM = Moldagem por Transferência de Resina Assistida por Vácuo				



Figura 6- Substituição de Tabuleiros por painéis pultrudados fabricados pela ZellComp [11]

De acordo com os banzos ou flanges, montantes e diagonais, as fibras variam a 0° para os banzos inferiores e superiores, 45° para as diagonais inclinadas e 90° para os montantes verticais, logicamente devido à disposição geométrica deles dentro das células. O conteúdo total de fibras em volume é de 40% [8].

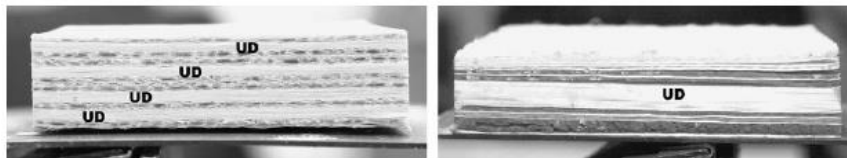


Figura 7- Arquitetura das fibras. Trapezoidal (esquerda) e Triangular (direita)

Na Tabela 2 tem-se um comparativo entre as características das células triangulares e trapezoidais dos sistemas ASSET e DuraSpan, respectivamente.

Tabela 2 – Comparação entre sistemas de tabuleiros. Adaptado [8]

Sistemas/Tabuleiros	Características das células				Teor de fibra		Total
	Dimensões		Área Seção Transv.		Rovings (% vol.)	Esteiras (% vol.)	
	Prof. h(mm)	Larg. w(mm)	A (mm <sup>2</sup> /m)	Juncões			(% Vol.)
DuraSpan/Trapezoidal	194	300	15.100	PU	36	4	40
ASSET/Triangular	225	300	15.600	Epoxy	60	2	60

## Desenvolvimento

**Considerações iniciais.** Elaborou-se com o auxílio de software [12], modelos de painéis onde a seção transversal se diferenciava das encontradas atualmente, mas que existisse similaridades em

termos de comprimento, altura, largura e na composição interna do material as mesmas características mecânicas do compósito em relação aos painéis já fabricados atualmente. Tem-se conforme a Figura 8-a a seção transversal e suas dimensões em milímetros com a altura do painel fixada em 200 mm e sua largura em 500 mm sem as abas, com comprimento total do painel de 2500 mm, conforme a Figura 8-b e na Figura 8-c tem-se o painel visto em perspectiva.

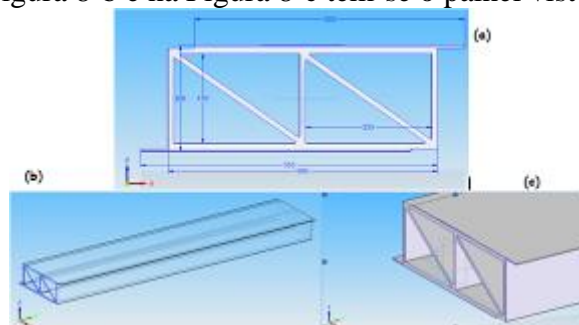


Figura 8- Características da seção transversal do modelo para simulação em elementos finitos

O primeiro modelo constitui-se de um painel isolado com vão teórico de 2250 mm. No segundo modelo manteve-se a mesma seção transversal com aumento do vão teórico para 2425 mm. No terceiro modelo a simulação foi feita com dois painéis, supondo a ligação adjacente entre eles perfeitamente adesivada e vão teórico de 2250 mm, conforme a Figura 9.

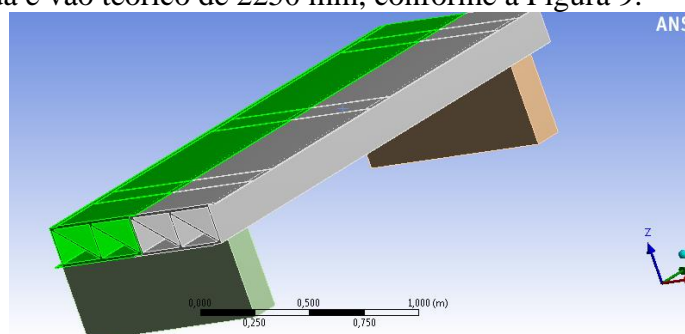


Figura 9 – Terceiro modelo com dois painéis pultrudados PRFV

Na simulação em elementos finitos [13], adotou-se a condição mínima de ortotropia dos materiais compósitos, como no processo de pultrusão a percentagem maior na composição das fibras é no sentido e orientação da pultrusão do painel, procurou-se minimizar a condição anisotrópica, adotando-se a condição ortotrópica segundo Tsai [14]. Com isso pode-se viabilizar a entrada de dados na simulação.

Os valores de  $E_y$ ,  $E_x$  e  $E_z$  são respectivamente os módulos de elasticidade ao longo da pultrusão dos painéis, direção de tráfego dos veículos e da seção transversal do painel. Os módulos de cisalhamento e coeficientes de Poisson são respectivamente  $G_{xy}$ ,  $G_{yz}$ ,  $G_{xz}$  e  $\nu_{xy}$ ,  $\nu_{yz}$ ,  $\nu_{xz}$ .

Nas simulações presume-se que a fração de peso de fibra e a fração de peso de resina são de 60% e 40% respectivamente. A fração de volume de fibra pode ser calculada pela Equação 1.

$$V_f = \frac{w_f / \rho_f}{w_f / \rho_f + w_m / \rho_m} \quad (1)$$

Onde  $w$  e  $\rho$  são as frações de peso e densidade, respectivamente.  $V_m$  é a fração de volume da matriz (resina) dado pela Equação 2.

$$V_m = 1 - V_f \quad (2)$$

Considerou-se que os elementos de apoio dos tabuleiros estão perfeitamente dimensionados de acordo com as normas técnicas vigentes, dessa forma supõem-se que o substrato do tabuleiro está em perfeitas condições de utilização em serviço, concentrando-se a análise no comportamento

mecânico dos painéis de acordo com o carregamento, sua altura, vão de apoio e condições de vinculação.

Conforme as condições de vinculação dos painéis nos apoios os resultados dos deslocamentos, deformações e tensões sofrem alterações. Procurou-se nas simulações analisar cinco condições de vinculação, situações hipotéticas para os painéis em relação aos apoios:

- a) 1ª condição: 4 graus de liberdade em cada apoio (supondo o comportamento de um único painel isolado);
- b) 2ª condição: 3 graus de liberdade em cada apoio (supondo teoricamente o painel ligado lateralmente com outro painel);
- c) 3ª condição: 2 graus de liberdade em cada apoio (o momento fletor no sentido da pultrusão do painel);
- d) 4ª condição: Painel fixado rigidamente nos apoios (supondo o comportamento do painel caso a ligação com os apoios fosse perfeitamente rígida);
- e) 5ª condição: Apoios sem atrito, na região de ligação dos apoios com os painéis.

Para os apoios foram adotadas vigas retangulares de concreto com dimensões 150 mmx400 mm.

Para o carregamento nos painéis considerou-se um carregamento de veículo pesado de três eixos com peso total do veículo de 450 kN, distribuindo-se o peso de cada roda (75 kN) na situação mais desfavorável do painel, no qual adotou-se como sendo uma faixa no centro do painel de dimensões 150 mm por 500 mm, que por sua vez produz uma pressão nessa região do painel de 1 Mpa, conforme mostra a Figura 10. Na análise em elementos finitos não considerou-se nenhum fator de impacto sobre o painel. Também desprezou-se o peso próprio de 1,07 kN do painel PRFV em relação ao carregamento principal de 75 kN.

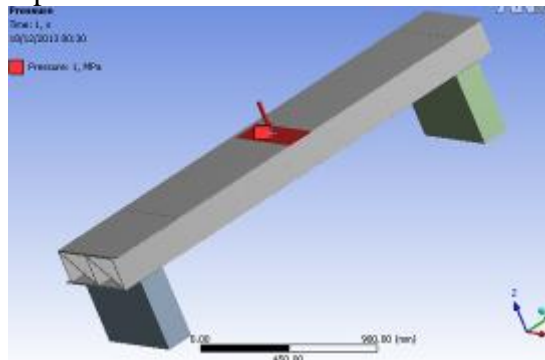


Figura 10 - Simulação da pressão exercida por um veículo na região mais desfavorável do painel

Em relação a modelagem dos elementos, para as vigas de apoio de concreto considerou-se elementos quadráticos. Para o painel, tanto nos flanges, com espessura de 15 mm, como nos montantes e diagonais, com espessura de 10 mm, adotou-se elementos tetraédricos de espessura igual a 5mm. Com isso gerou-se no primeiro modelo de simulação um total de 137.144 nós e 72.117 elementos.

Na bibliografia atual existem trabalhos com pesquisa experimental em laboratório utilizando ensaios de flexão, quatro pontos, em painéis pultrudados, onde considerou-se aceitável como critério de dimensionamento, deslocamentos máximos segundo a relação descrita na Equação 3 [10].

$$d_{m\acute{a}x}(mm) \leq \frac{v\tilde{a}o(mm)}{450} \quad (3)$$

Os modos de ruptura dos painéis pultrudados em laboratório, posteriormente ao atingirem os deslocamentos máximos, estão geralmente associados a problemas de curvatura local após rupturas interlaminares devido a delaminação das camadas dos painéis compósitos pultrudados, que podem ocorrer nos flanges, montantes ou diagonais.

**Resultados obtidos.** Com a primeira simulação do painel obteve-se os resultados da Tabela 3. A Figura 11 mostra, no primeiro modelo de simulação do painel PRFV, os deslocamentos para cada tipo de vinculação adotada.



Tabela 3 – Resultados da primeira simulação em elementos finitos

1º MODELO NUMÉRICO	Deformação Total (mm)	Máxima deformação Principal (mm/mm)	Máxima Deformação de Cisalhamento (mm/mm)	Máxima Tensão Principal (MPa)	Máxima Tensão de Cisalhamento (MPa)
1ª cond. Vinculação	25,19	0,00709	0,020558	211,22	340,00
2ª cond. Vinculação	23,41	0,00709	0,020557	211,29	339,97
3ª cond. Vinculação	2,868	0,00087	0,001821	29,195	30,120
4ª cond. Vinculação	1,363	0,00057	0,001814	30,837	29,992
5ª cond. Vinculação	1,580	0,00099	0,002370	53,658	39,209

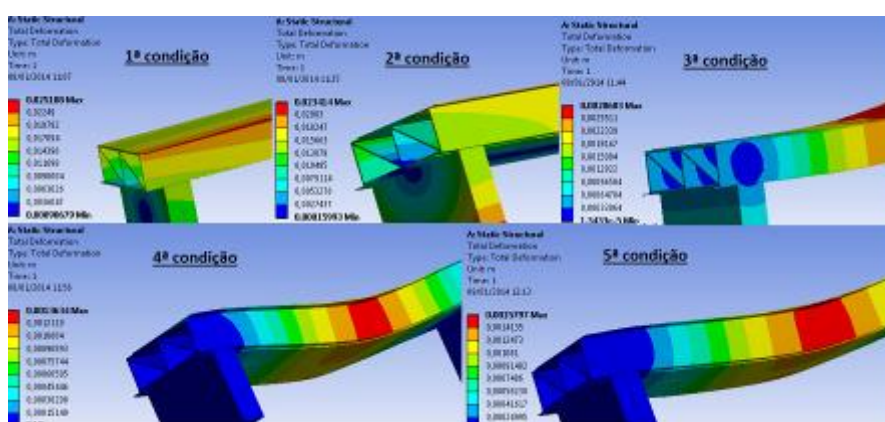


Figura 11- Deslocamentos para cada tipo de vinculação adotada

A Figura 12 mostra, no primeiro modelo, as tensões máximas principais para cada tipo de vinculação adotada.

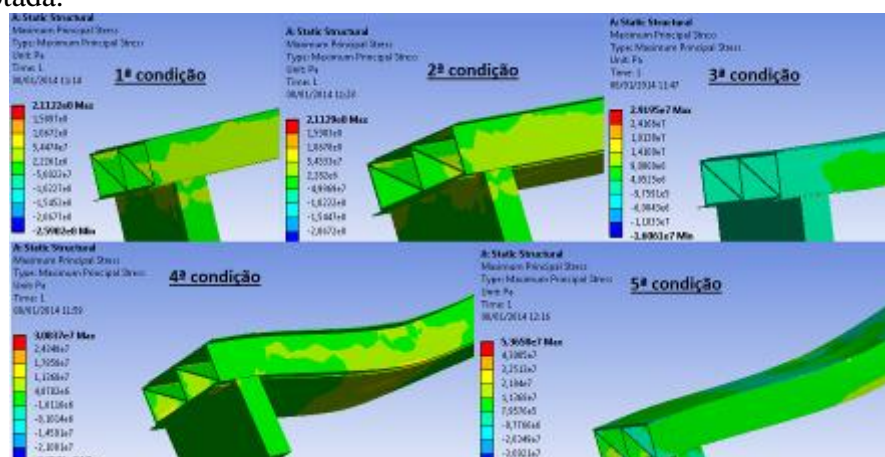


Figura 12- Tensões máximas principais para cada tipo de vinculação adotada

Com a segunda simulação do painel obteve-se os resultados da Tabela 4.

A Figura 13 mostra, no segundo modelo de simulação do painel PRFV, os deslocamentos para cada tipo de vinculação adotada.

A Figura 14 mostra, no segundo modelo, as tensões máximas principais para cada tipo de vinculação adotada.

Com a terceira simulação, com dois painéis perfeitamente ligados com adesivo estrutural, obteve-se os resultados da Tabela 5.

A Figura 15 mostra, no terceiro modelo de simulação com dois painéis PRFV ligados perfeitamente com adesivo estrutural, os deslocamentos para cada tipo de vinculação adotada.

A Figura 16 mostra, no terceiro modelo, as tensões máximas principais para cada tipo de vinculação adotada.

Tabela 4 – Resultados da segunda simulação em elementos finitos

2ºMODELO NUMÉRICO	Deformação Total (mm)	Máxima deformação Principal (mm/mm)	Máxima Deformação de Cisalhamento (mm/mm)	Máxima Tensão Principal (MPa)	Máxima Tensão de Cisalhamento (MPa)
1ª cond. Vinculação	41,97	0,014201	0,041693	437,55	689,54
2ª cond. Vinculação	39,57	0,014192	0,041666	438,24	689,09
3ª cond. Vinculação	3,878	0,000927	0,001816	31,938	30,034
4ª cond. Vinculação	1,889	0,001588	0,002230	71,561	36,872
5ª cond. Vinculação	2,374	0,003067	0,004000	146,81	66,145

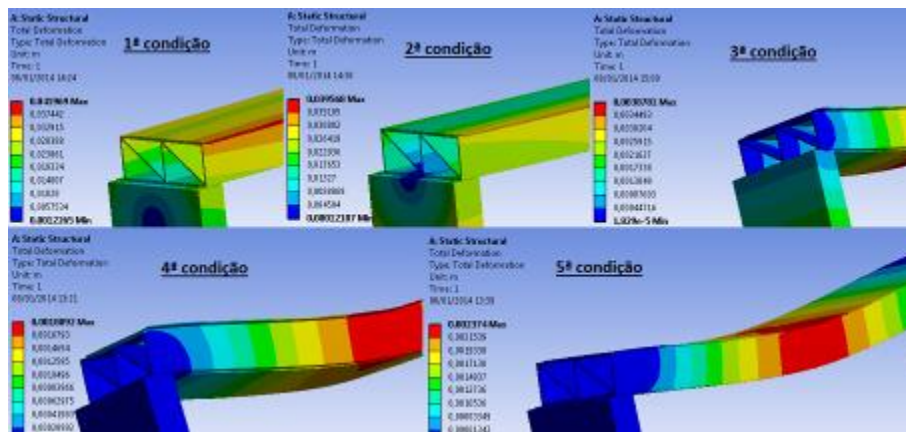


Figura 13- Deslocamentos para cada tipo de vinculação adotada

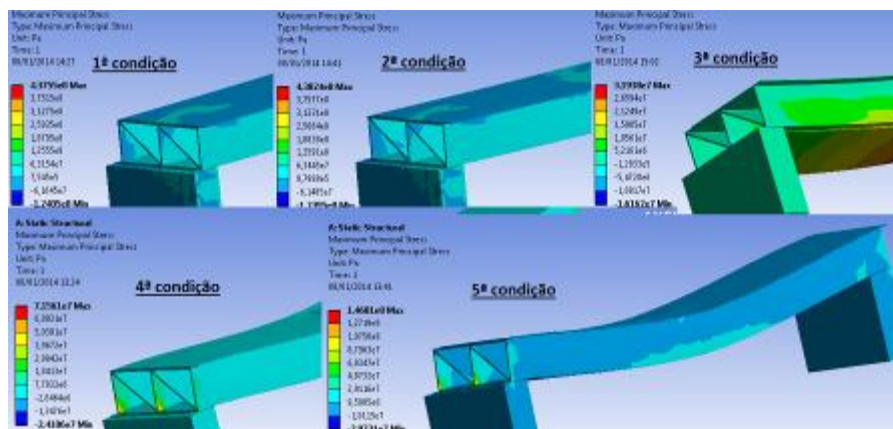


Figura 14- Tensões máximas principais para cada tipo de vinculação adotada

## Conclusões

Quando compara-se os modelos 1 e 2 (painéis isolados), percebe-se claramente que em ambos os casos quanto maior são os graus de liberdade considerados nos apoios, maiores são os deslocamentos e deformações. No modelo 2, considerando-se todas as condições de contorno, com um acréscimo de 7,77 % no comprimento do vão teórico do painel obteve-se um acréscimo médio de deslocamentos de 51,94%, e 118,9 % nas máximas deformações principais.

Considerando-se a relação da Equação 3 nos dois primeiros modelos, a relação não é satisfeita nas duas primeiras condições de vinculação, com maior grau de liberdade nos apoios, mas no terceiro modelo, com dois painéis, em todas as condições de vinculação a relação é satisfeita.

Tabela 5 – Resultados da terceira simulação em elementos finitos

3º MODELO NUMÉRICO	Deformação Total (mm)	Máxima deformação Principal (mm/mm)	Máxima Deformação de Cisalhamento (mm/mm)	Máxima Tensão Principal (MPa)	Máxima Tensão de Cisalhamento (MPa)
1ª cond. Vinculação	2,887	0,001040	0,002069	34,482	34,216
2ª cond. Vinculação	2,887	0,001039	0,002069	34,530	34,221
3ª cond. Vinculação	2,886	0,001039	0,002068	34,573	34,205
4ª cond. Vinculação	1,313	0,000897	0,001211	52,297	20,026
5ª cond. Vinculação	1,486	0,001302	0,001728	75,088	28,572

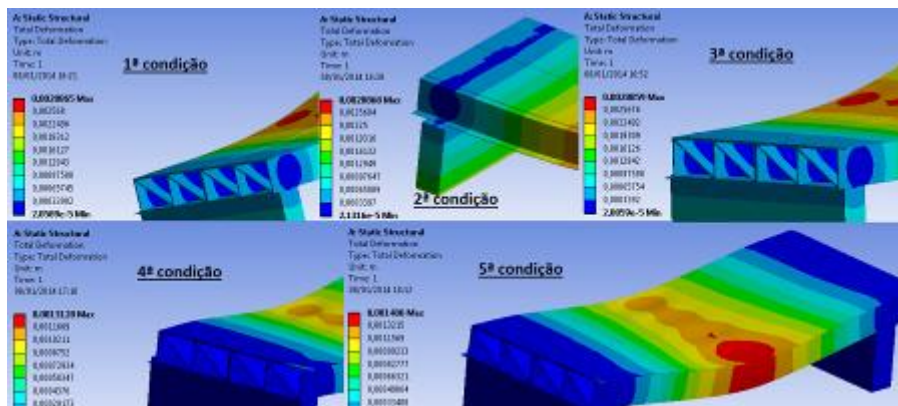


Figura 15- Deslocamentos para cada tipo de vinculação adotada

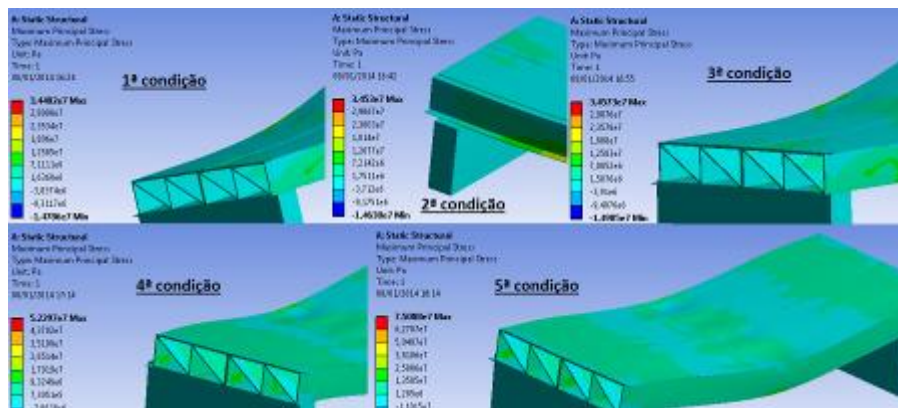


Figura 16- Tensões máximas principais para cada tipo de vinculação adotada

Quando se compara o modelo 3 com o modelo 1, pois possuem o mesmo vão teórico, percebe-se que os deslocamentos e as tensões máximas no modelo 3 reduzem consideravelmente em relação ao modelo 1, estando os deslocamentos dentro dos limites considerados pela relação da Equação 3, o que de certa forma evidencia a situação mais próxima da realidade, sendo que nas três primeiras condições de vinculação os valores dos deslocamentos e deformações são iguais, ou seja, a consideração ou não de graus de liberdade nos apoios é desnecessária.

É importante destacar também que nos modelos 1 e 2 a quarta situação hipotética de condição de suporte rigidamente fixado nos apoios mostra uma distribuição de tensões não uniforme e apesar das tensões máximas no centro do painel e dos deslocamentos serem menores que nas outras

condições de vinculação, pode ser uma situação desfavorável para o painel quando analisa-se a estrutura global do tabuleiro, isso fica evidente quando se compara o modelo 3, com dois painéis, com o modelo 1, na situação hipotética do modelo 3 as tensões máximas ocorrem na situação de suporte rigidamente fixado nos apoios.

Na prática essas vinculações dos painéis com os apoios podem ser consideradas dependendo do tipo de ligação do painel com o apoio, parafusadas, adesivadas ou ambas, com ou sem atrito, dependendo do material das vigas de sustentação.

Os resultados obtidos nessa investigação através de análise numérica para painéis pultrudados PRFV foi altamente satisfatório, pois apesar de ser uma seção transversal hipotética ela se comportou muito bem, principalmente quando se analisa o modelo 3, com dois painéis, pois os limites de deslocamentos máximos foram em todas as situações de vinculação atendidos. Como uma possível continuidade em relação aos modelos apresentados pode-se investigar experimentalmente a seção transversal aqui proposta, nas mesmas condições da análise numérica, utilizando-se de ensaios experimentais de flexão e cisalhamento.

## Referências

- [1] Stucchi. F. R.: Pontes e Grandes Estruturas. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica, 2007.
- [2] Correia, J. R. et al. Pontes em plásticos reforçados com fibras (FRP) e em betão-FRP. 1<sup>as</sup> Jornadas de Materiais na Construção (JMC), 2011.
- [3] Associação Latino-Americana de Materiais Compósitos. Informação obtida no Website: <http://www.almaco.org.br/>, em 10 de Dezembro de 2012.
- [4] MM Group. Deck Options Analysis Report: Johnson Street Bridge Replacement, August 2011 .
- [5] Kim B. S., Cho J. R., Park S. Y. Korean Research and Applications of FRP in Bridges. University of Patras, Patras, Greece, July 16-18, 2007.
- [6] Micali, R. M. Análise teórica de vigas pré-moldadas de concreto com armadura de aço e de polímero reforçado com fibra de vidro em meio altamente agressivo. Tese de mestrado, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 2010.
- [7] Lee S. W. et al. Construction Specification – Delta Deck™ SF75L for footbridge deck installation. Technical Document, Kookmin Composite Infrastructure LTd., South Korea, 2010.
- [8] Keller T., Gürtler H. In-plane compression and shear performance of FRP bridge decks acting as top chord of bridge girders. In: Composite Structures, 72 pp 151-162. Lausanne. Elsevier, 2006.
- [9] Lee S. W. et al. Flexural characteristics of filament wound GFRP composite bridge deck. Kookmin University, Seul, Korea, 2001.
- [10] AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 3<sup>rd</sup> ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, 2004.
- [11] ZellComp INC. Informação obtida no Website: <http://www.zellcomp.com/>, em 25 de Novembro de 2012.
- [12] Solid Edge. SIEMENS Product Lifecycle Management Software Inc
- [13] ANSYS - Workbench®. ANSYS, Inc.
- [14] Tsai S. W., Hoa S. V., Gay D. Composite Materials – Design and Applications. New York: CRC PRESS, 2003.



## Desenvolvimento e Caracterização de Varões Compósitos Híbridos para Reforço de Betão

PATINHA Sérgio<sup>1, a</sup>, OLIVEIRA Francisco<sup>1</sup>, CUNHA Fernando<sup>1</sup>, MOTA Carlos<sup>1</sup>, OLIVEIRA Daniel<sup>1</sup> e FANGUEIRO Raul<sup>1, b</sup>

<sup>1</sup>Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, 4800-058 Guimarães, Portugal.

<sup>a</sup>sergiopatinha@civil.uminho.pt, <sup>b</sup>rfangueiro@civil.uminho.pt,

**Palavras-chave:** Varões compósitos, fibras, entrançamento, reforço de betão,

**Resumo.** A problemática da corrosão das armaduras de aço no interior do betão tem levado a uma grande procura por soluções alternativas. Os varões em material compósito fibra/polímero surgiram por volta dos anos 60 e, desde então, têm sofrido uma evolução considerável. Este tipo de material é constituído normalmente por fibras de carbono, aramida ou vidro envolvidos numa matriz polimérica termoendurecível. Maioritariamente estes varões são produzidos através do processo de pultrusão, contudo este processo apresenta algumas desvantagens como a obtenção de varões com fraca aderência mecânica ao betão. O presente trabalho diz respeito ao desenvolvimento de uma técnica inovadora de produção varões compósitos híbridos para reforço de betão recorrendo à técnica de entrançamento e à sua caracterização mecânica. Este varão é uma alternativa aos tradicionais varões compósitos em fibra de vidro, pois apresentam um comportamento dúctil e um módulo de elasticidade superior, devido à incorporação de aço na sua composição. No âmbito deste trabalho, foram produzidos varões compósitos entrançados, com e sem aço no núcleo, e posteriormente caracterizados através de ensaios à tração. Os resultados obtidos demonstraram que a incorporação de aço nos varões compósitos em cerca de 40% da área de secção fibrosa do varão, permite obter um comportamento bilinear e um aumento no módulo de elasticidade na ordem dos 41%. Verificou-se ainda que a substituição da fibra de vidro por aço no núcleo provoca uma diminuição da tensão de rotura do varão em cerca de 17%.

### Introdução

O betão armado é um material extensamente utilizado na construção civil, sendo aplicado em praticamente todo o tipo de obras como pontes, túneis, viadutos, prédios, entre outros. Apesar de extremamente utilizado e difundido globalmente, o betão armado, apresenta uma patologia típica que pode ser bastante perigosa para a integridade das estruturas: a corrosão. A corrosão por carbonatação das armaduras de aço provoca a destruição do aço, assim como a destruição do betão envolvente, devido à expansão que ocorre nas armaduras de aço afetadas. Esta patologia é uma das principais causas de degradação das estruturas de betão, diminuindo a sua durabilidade, causando elevados prejuízos, seja na reabilitação de estruturas afetadas, seja na demolição de estruturas irreparáveis e respetiva reconstrução e mais importante de tudo o facto de colocar em risco as vidas humanas dos utilizadores destas estruturas [1,2].

Desta forma, para solucionar este problema diversas estratégias têm vindo a ser propostas e estudadas, nomeadamente: o aumento da camada de recobrimento de betão, a utilização de varões em aço revestidas com uma camada de pintura de epóxi, utilização de inibidores de corrosão na mistura de betão fresco, antes da betonagem entre outras. No final dos anos 60, uma outra solução de carácter mais inovador foi proposta, baseada na utilização de “Polímeros Reforçados com Fibras” (PRF), mais conhecido pelo termo em inglês “Fiber Reinforced Polymer” (FRP) [3].

Os FRP são materiais compósitos que consistem numa combinação de fibras de alta resistência e rigidez, como as fibras de vidro, carbono, aramida ou basalto, envolvidas numa matriz polimérica,

termoendurecível ou termoplástica. A principal vantagem destes materiais é aliar a sua grande resistência ao facto de não sofrerem corrosão por carbonatação, usual no aço. Desta forma, apresentam-se como uma verdadeira alternativa no reforço do betão. Contudo, apesar de se terem verificado avanços significativos no desenvolvimento e aplicação destes materiais, estes apresentam ainda desvantagens que não permitem uma maior difusão, destacando-se [1,3]:

- A habitual técnica de produção de varões, a pultrusão, permite apenas produzir varões de superfície lisa, sendo necessário criar rugosidades para promover a aderência mecânica ao betão, através de processos posteriores, com reflexo final no custo do material, [4, 5];
- Os varões compostos apenas por um tipo de fibra (vidro, carbono, aramida ou basalto) apresentam um comportamento elástico linear com rotura frágil, sem qualquer patamar de cedência que permita uma rotura dúctil [6,7];
- O módulo de elasticidade destes varões é normalmente bastante mais baixo do que o aço, o que causa dificuldades na sua aplicação [8,9].

De modo a resolver parte destes problemas foi sugerido por [7], a incorporação de fibras metálicas no interior dos FRP, estando o aço protegido da corrosão pela camada de polímero adjacente. Experiências realizadas com varões produzidos por métodos manuais revelam que é possível obter varões com rigidez comparável à do aço e com um patamar de cedência mais pronunciado [8].

Por outro lado, é possível ainda a substituição da tradicional técnica de pultrusão, pela técnica de entrançamento. A técnica de entrançamento é uma técnica têxtil ancestral e pode ser adaptada à produção de materiais compósitos, devido às vantagens que apresenta [10, 11, 12]:

- Produção integral do varão num só processo, mais económico;
- Produção de materiais com superior resistência transversal;
- Permite criar configurações geométricas do entrançado semelhantes às nervuras do aço, melhorando a aderência mecânica ao betão;
- A camada exterior pode funcionar como protecção das fibras interiores aos agentes exteriores.

Desta forma, o contributo deste trabalho para o avanço do estado da arte neste tema, prende-se com a obtenção de um varão compósito para reforço de betão, com um desempenho superior às alternativas existentes no mercado e a um custo comportável para a aplicação na indústria da construção. Estas vantagens, devem-se à produção através de um técnica inovadora, que permite a incorporação dos diferentes materiais base em locais específicos dentro da estrutura fibrosa, permitindo que estes materiais contribuam, na sua plenitude, para as características do varão compósito, rentabilizando todos os materiais utilizados.

## Solução Proposta

Neste trabalho, o objetivo é desenvolver um varão compósito inovador, produzido através da técnica de entrançamento. Este novo tipo de varão pretende solucionar as desvantagens enumeradas anteriormente, sendo composto por 2 fases: núcleo e estrutura entrançada exterior (Figura 1).

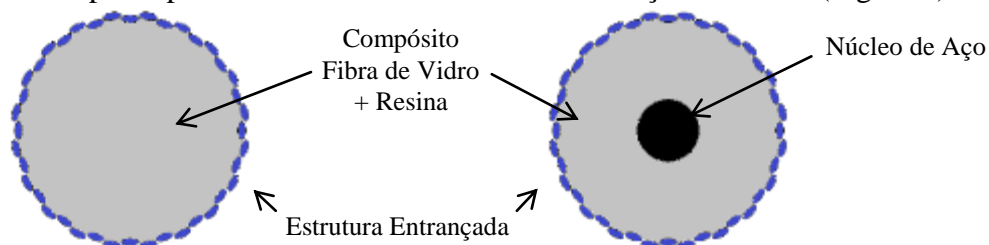


Fig. 1: Esquema da secção transversal dos varões Compósitos Entrançados Tipo 1 (à esquerda) e Tipo (à direita)

O núcleo do varão é composto por um arame de aço envolvido por fibras de vidro impregnadas com uma resina termoendurecível. Esta composição híbrida fibra/aço é responsável pelo comportamento mecânico do varão, apresentando características como: rigidez superior, comportamento dúctil (devido ao aço) e alta resistência. Por sua vez, a estrutura entrançada exterior é responsável pela

protecção do núcleo dos agentes exteriores e pela criação da rugosidade necessária à aderência mecânica ao betão.

Para a produção das amostras analisadas neste trabalho foi desenvolvido um sistema de produção de varões compósitos entrançados, a partir de uma entrançadeira convencional especialmente alterada para o efeito, de acordo com a Figura 2.

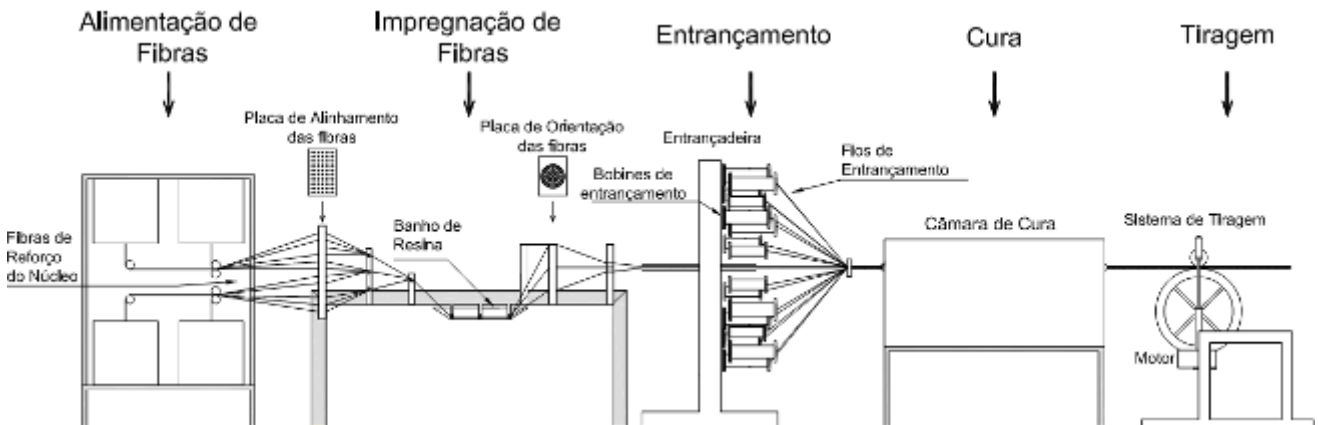


Fig. 2: Esquema do processo de produção utilizado.

Este processo é composto por 5 fases:

- Alimentação de fibras: as diferentes bobinas estão colocadas numa esquinadeira de onde se desenrolam as fibras que alimentam o núcleo do varão;
- Impregnação de fibras: as fibras, depois de alinhadas em placas guias com orifícios, são mergulhadas num banho de resina termoendurecível passando posteriormente por nova placa de orientação, de modo a garantir um posicionamento transversal fixo para cada tipo de fibra;
- Entrançamento: ponto em que ocorre o entrançamento de um fio à volta do varão; este fio é responsável por conferir a geometria circular da secção transversal do varão, espremer o excesso de resina existente nas fibras do núcleo, proveniente da zona de impregnação das fibras e criar, no exterior do varão, rugosidades e saliências que garantam a sua aderência ao betão; a velocidade de rotação do mecanismo de entrançamento é controlável, permitindo a produção de varões com diferentes configurações do entrançado;
- Cura: câmara aquecida a temperatura controlada que provoca a rápida cura do polímero envolvente; esta etapa é extremamente importante, dado que o varão não deverá estar exposto a temperaturas demasiado elevadas, mas terá que apresentar uma consistência sólida que lhe permita ser puxado pelo sistema de tiragem, sem que exista dano nas fibras;
- Tiragem: responsável pela tiragem do varão produzido após a sua impregnação e cura, assegurando o alinhamento das fibras do núcleo ao longo do seu trajeto.

## Produção de Amostras

A produção de amostras envolveu a utilização dos seguintes materiais:

- Resina viniléster Swancor 901, para impregnação do varão;
- Fibra de vidro, tipo E, com uma massa linear de 9600 g/km, para reforço do núcleo do varão;
- Aço de diâmetro 3 mm, A500EL (endurecido a frio), para reforço do núcleo do varão;
- Fios de poliéster de 11 g/km, para a produção do entrançado.

As características destes materiais encontram-se especificadas na Tabela 1.



Material	Densidade [g/cm <sup>3</sup> ]	Massa linear [g/km]	Módulo de Young [GPa]	Tensão de Cedência [MPa]	Tensão de rotura [MPa]	Extensão na Rotura [%]
Fibra de vidro, tipo E	2,58	9600	72	-	2710	4.0
Aço A500	7,82	3000	210	500	550	210
Fios Poliéster	1,32	110	-	-	-	-
Swancor 901 (Resina)	1,17	-	3.2~3.5	-	75~90	5~6

Neste trabalho foram produzidos 2 tipos de varões compósitos: um varão composto apenas por fibra de vidro no núcleo (Tipo 1) e um varão híbrido, com aço e fibra de vidro no núcleo (Tipo 2). Ambos os varões foram impregnados por uma matriz termoendurecível de viniléster. As composições dos varões produzidos estão definidas na Tabela 2.

Tabela 52: Composição dos varões produzidos.

Componente	Material	Varão Fibra de Vidro (Tipo 1)		Varão Híbrido (Tipo 2)	
		Nº fios/Arames	Volume Fibra na Secção [%]	Nº fios/Arames	Volume Fibra na secção [%]
Núcleo	Fibra de vidro (9600 g/km)	4	100%	3	62%
	Aço A500EL (diâmetro 3 mm)	-	-	1	38%
Entraçado	Fio Poliéster 11 [g/km]	40	-	40	-.

Para produção dos varões compósitos entraçados realizaram-se ensaios preliminares ao polímero utilizado, no sentido de definir a percentagem de acelerador e endurecedor a utilizar em função da temperatura da estufa e a velocidade de tiragem do sistema. Após este passo procedeu-se à produção de amostras, tal como se mostra na Figura 3.



Fig.3 Fotografia do equipamento de entraçamento (à esquerda) e do varão na etapa de entraçamento (à direita).

Para cada tipo de varão foram produzidos lotes com cerca de 9 m de comprimento (Figura 4). Após a produção dos mesmos, estes lotes foram cortados em segmentos menores e colocados numa estufa durante 24 h, a uma temperatura de 80 °C, para que ocorresse a cura completa do polímero.

### Comportamento dos varões compósitos

**Métodos de Ensaio.** Depois de devidamente curados, as propriedades dimensionais dos varões produzidos foram determinadas pela medição da sua área de secção, através de microscopia (Figura 5).

Para tal, foram cortadas amostras dos dois tipos de varões com aproximadamente 3 mm de espessura. Para que a secção transversal do varão se mantivesse plana e sem inclinação, foi utilizada para corte uma serra de alta precisão.

Posteriormente, de forma a comparar o desempenho de cada tipo de varão foram preparados provetes para ensaio à tração, de acordo com a norma “American Concrete Institute 440.3R-04.B2A”. Esta norma obriga à utilização de ancoragens metálicas (Figura 6) coladas no varão, para evitar roturas prematuras por compressão transversal devido ao aperto das amarras sobre os varões durante o ensaio.



Fig.4 Fotografia de um varão composto entrançado durante o processo produtivo: após o entrançamento e antes da estufa de cura (em cima à esquerda), após a estufa de cura (em cima à direita.) e após a cura completa (em baixo).

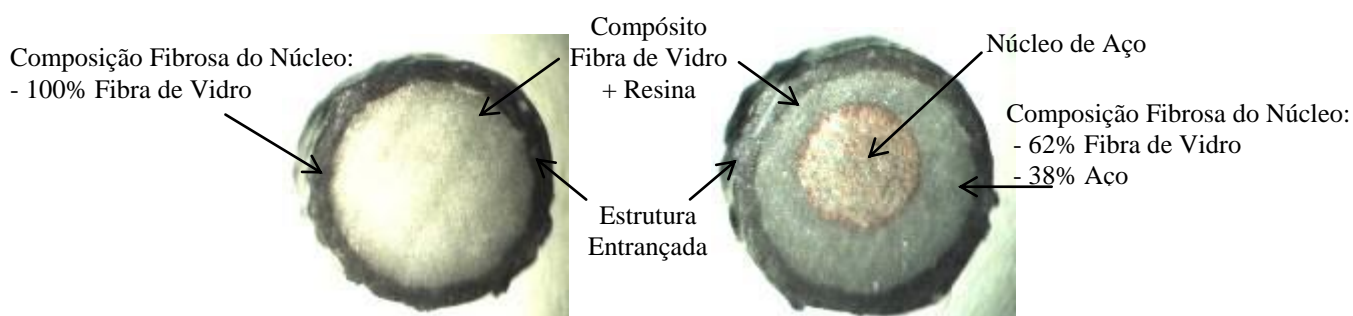


Fig.5 Aspecto da secção transversal dos varões compostos entrançados do Normal (à esquerda) e do Híbrido (à direita).



Fig.6 Metodologia de preparação dos provetes para ensaio através da utilização de ancoragens metálicas

Com as amostras produzidas, foram preparados provetes com um comprimento total de 800 mm, com uma ancoragem de 250 mm em ambas as extremidades, 250 mm de distância de ensaio e 25 mm de comprimento fora das ancoragens. O ensaio foi realizado numa máquina de ensaios à tração Dartec com capacidade de 200 KN. Para medição das deformações do material, foi utilizado o LVDT interno da máquina e um *Clip Gauge* “Sandner Messtechink EXA 100-10” com um comprimento de amostragem de 100 mm. Devida à rotura frágil das amostras foi necessário retirar o *Clip Gauge* antes da rotura dos varões, esta situação está devidamente prevista na norma de ensaio utilizada.

## Resultados Obtidos

Na análise de microscopia foram determinadas as características dimensionais da secção. Assim obtiveram-se duas áreas de secção: uma área de secção total e uma área de secção que apenas diz respeito ao núcleo (Tabela 3).

Relativamente aos ensaios de tração, conforme já referido, devido à ocorrência de roturas frágeis, foi imperativo retirar o *Clip Gauge* antes da rotura final do provete, de modo a proteger o mesmo de qualquer dano provocado pela libertação de energia durante rotura. Desta forma, foram obtidos 2 gráficos distintos: um gráfico com a curva tensão-extensão do material medido pelo LVDT interno da máquina que vai desde o início ao fim do ensaio, e outra curva tensão-extensão medida com elevada precisão pelo *Clip Gauge* (Figura 7).

Tabela 3: Composição dos Varões produzidos

Varão	Diâmetro Exterior [mm]	Área de secção total do varão [mm <sup>2</sup> ]	Área de secção estimada do núcleo [mm <sup>2</sup> ]
Tipo 1	6,25	30,70	19,71
Tipo 2	6,49	33,04	21,93

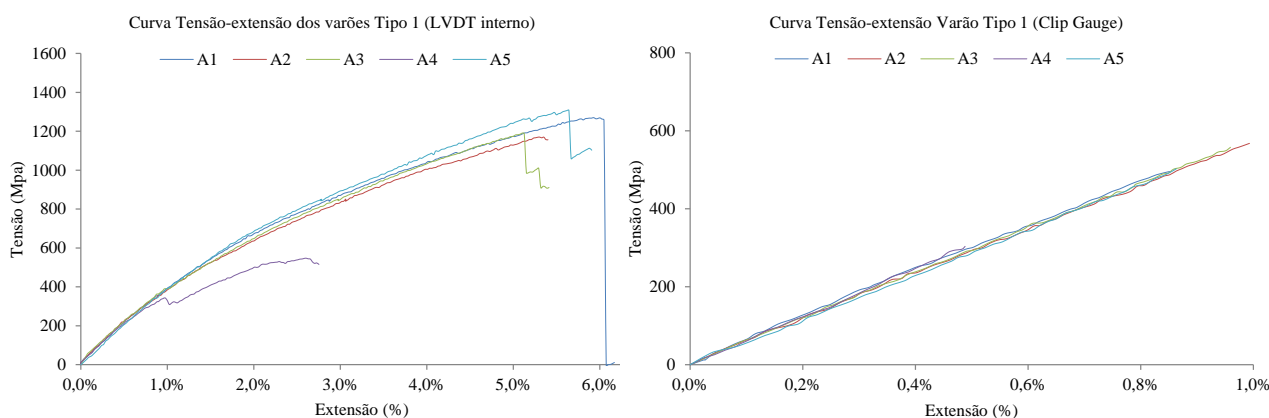


Fig.7: Curva tensão-extensão dos varões do Tipo 1: retirado do LVDT interno (à esquerda) retirada do extensómetro (à direita)

Para as amostras do Tipo 2 foi seguido o mesmo procedimento, conforme é visível na (Figura 8).

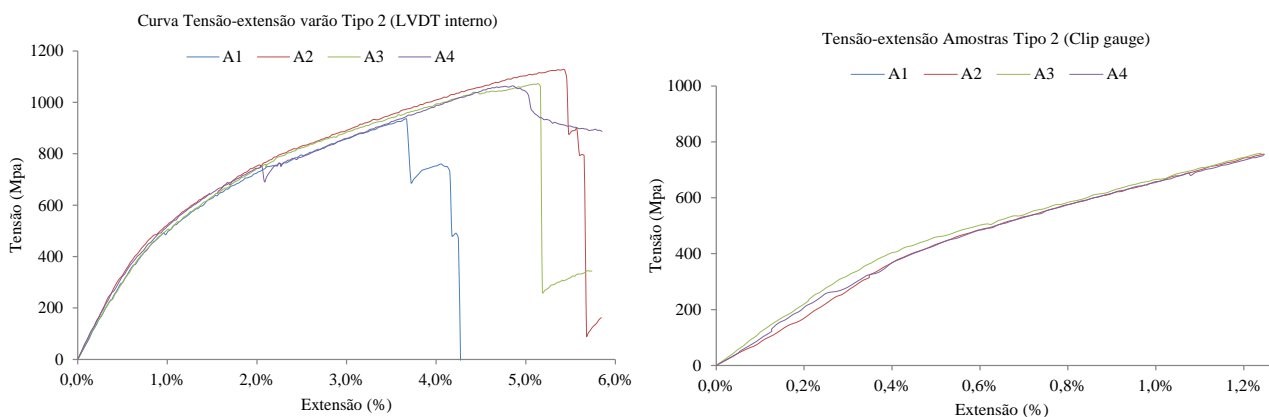


Fig.8 Curvas Tensão-extensão dos varões do Tipo 2: retirado do LVDT interno (à esquerda) retirada do extensómetro (à direita)

Pode-se verificar em ambas as curvas uma grande discrepância entre as extensões verificadas para o mesmo nível de tensão. Pois enquanto o *Clip Gauge* mede apenas a deformação ocorrida numa amostra, o LVDT interno da máquina acaba por medir todas as deformações que ocorrem ao longo do ensaio além da deformação do próprio varão e que não são constantes ao longo do ensaio, nomeadamente: deformação interna do equipamento, escorregamento entre as amarras e a ancoragem em aço, deformação da ancoragem, deformação e escorregamento da ligação em resina entre o varão e o tubo.

Desta forma não é possível ter uma visão completa do comportamento tensão-deformação do varão após a retirada do *Clip Gauge*.

### Análise de resultados

Analisando os resultados obtidos nos ensaios à tração, verifica-se que nos varões do “Tipo 1” um comportamento linear elástico com uma rotura frágil, ficando o provete totalmente destruído na zona de ensaio, conforma mostra a Figura 9.



Fig.9 Aspecto pós-rotura da Amostra 5 do Varão de Tipo 1

Este era o modo de rotura esperado, dado que se estava perante um compósito em fibra de vidro, sendo este o seu comportamento típico, já referenciando por [3]. Verificou-se ainda que uma das amostras teve uma rotura prematura, bem distinta do que aconteceu em as restantes. Devido a este comportamento atípico e devido ao facto de as restantes amostras terem um comportamento muito semelhante, na determinação dos valores médios (Tabela 4), excluiu-se a Amostra 4.

Tabela 4: Valores de tensão última e módulo de Young obtidos para os varões do tipo 1.

Propriedade	Amostra				Valor médio	C.v.
	1	2	3	5		
$\sigma_{m\acute{a}x}$ [MPa]	1270,2	1170,1	1190,8	1307,8	1223	5,0 %
E [GPa]	58,6	57,0	57,2	58,1	58	1,1 %

Analisando os resultados verifica-se que a tensão última apresenta um valor médio de cerca de 1220 MPa, com um coeficiente de variação de 5,0%. Estes valores indiciam uma concordância aceitável entre as diferentes amostras. Por outro lado, na medição do módulo de elasticidade, através da leitura do *Clip Gauge*, verificou-se que os módulos de elasticidade das diferentes amostras apresentam um valor médio de 58 GPa, com um coeficiente de variação de 1,1%, o que indicia novamente uma concordância elevada entre as diferentes amostras.

Por outro lado, relativamente aos varões entrançados híbridos do Tipo 2, apenas foi possível ensaiar 4 amostras, dado que um erro no sistema informático causou uma falha no sistema hidráulico do equipamento comprimindo a amostra até à sua destruição. Ainda assim analisando os resultados obtidos com as 4 amostras restantes, verificou-se um comportamento mecânico bastante distinto e ainda 2 modos de rotura distintos.

Este segundo tipo de varões, apresentou um comportamento bilinear, com três fases distintas:

- Uma fase inicial que vai dos 0 aos 400 MPa, em que apresenta um comportamento linear elástico, com um módulo de elasticidade praticamente constante em todas as amostras;
- Uma zona de transição entre os 400 e os 500 MPa em que a proporcionalidade carga e o alongamento deixa de ser linear, e onde é expectável que seja esta a zona onde o aço entra em cedência;
- Uma fase secundária, que vai dos 500 MPa até à rotura final, em que a carga aumenta de forma proporcional com a deformação, mas com deformações maiores para o mesmo nível de carga, ou seja, com um módulo de elasticidade muito inferior ao verificado inicialmente. É expectável que neste ponto o aço se encontre plastificado, e toda a carga adicionada posteriormente esteja a ser absorvida pela fibra de vidro.

Analisando ainda os modos de rotura, observou-se que em todas as amostras, as fibras de vidro foram o primeiro material a romper, de forma semelhante ao ocorrido com os varões do Tipo 1, ficando apenas a arame de aço a resistir ao esforço axial. Contudo, dois comportamentos distintos foram verificados posteriormente a esta rotura:

- Nas amostras 1 a 3 ocorreu uma rotura praticamente imediata do arame de aço, em que ambas as extremidades do varão se separaram fisicamente, conforme visível na Figura 10 à esquerda;
- Na amostra 4, verificou-se que o arame de aço que restou após as roturas da fibra de vidro, não rompeu de imediato. Verificou-se uma ligeira queda na força e à medida que o varão foi sendo ensaiado esta ia diminuindo de forma suave. Nesta amostra não se verificou uma rotura visível e imediata do arame de aço, não havendo separação da amostras, (Figura 10).

A Tabela 5 mostra os valores individuais e médios para a tensão última e para módulo de Young do conjunto de amostras analisadas.



Fig.10 Aspecto pós-rotura dos varões do Tipo 2: Amostra 1 (à esq.) e Amostra 4 (à dir.)

Tabela 5: Valores de tensão última e módulo de Young obtidos para os varões do tipo 1.

Propriedade	Amostra				Valor médio	C.v.
	1	2	3	5		
$\sigma_{\text{máx}}$ [MPa]	934,4	1127,1	1072,4	1063,6	1041	7,7%
$E_{\text{inicial}}$ [GPa]	81,8	83,7	87,5	79,3	82	2,2%

Neste caso, obteve-se um valor médio de cerca de 1041 MPa, inferior aos 1223 MPa obtidos com as amostras Tipo 1. Verificou-se ainda que o coeficiente de variação das amostras é superior ao obtido para o Tipo 1, ficando em 7,7% acima dos 5,0%, o que demonstra uma maior variabilidade de resultados. Relativamente ao Módulo de Elasticidade, verificou-se um valor de 82 GPa com um coeficiente de variação de 2,2%, o que é um número bastante aceitável e revela homogeneidade entre as amostras, no que diz respeito à sua rigidez.

Contudo, torna-se necessário comparar diretamente os resultados obtidos entre os dois tipos de varões, a fim de compreender melhor os diferentes comportamentos. Assim sendo, apresenta-se na Figura 11, um gráfico com o comportamento tensão-extensão real (obtido a partir do *Clip Gauge*), representativo dos dois tipos de varão.

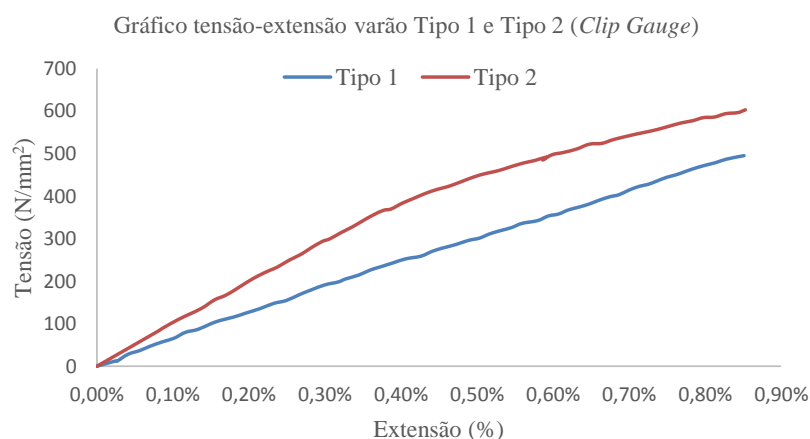


Fig.10 Curvas tensão-extensão para os varões do tipo 1 e tipo 2 (*Clip Gauge*).

Visualizando os gráficos anteriores, verifica-se uma diferença significativa de comportamento inicial (até à extensão de 0,40 %) entre ambos os materiais, dado que assim como as tabelas 4 e 5 demonstram, o varão do Tipo 2 apresenta um módulo de Young de 82 GPa, aproximadamente 41% maior que os dos varões do Tipo 1, que se ficam pelos 58 GPa. Após esta fase inicial, o varão do Tipo 1, vai perdendo rigidez, provavelmente devido ao facto do aço no seu interior entrar em

cedência. Após esta fase, o aço encontra-se plastificado e o aumento da força é da responsabilidade da fibra vidro.

Após esta fase, é visível que o aumento de carga por incremento da deformação no varão do Tipo 2 é menor do que no varão do Tipo 1. De tal forma que a tensão de rotura do varão do Tipo 1 (1223 MPa) é superior em 17 % ao varão do Tipo 2, 1041 MPa, como é demonstrado no gráfico da Figura 12.

Neste gráfico é possível distinguir o diferente comportamento dos dois tipos de amostras, nomeadamente no que se refere à rigidez inicial, verificando-se ser superior nos varões do Tipo 2, sendo que a resistência é superior nos varões do Tipo 1.

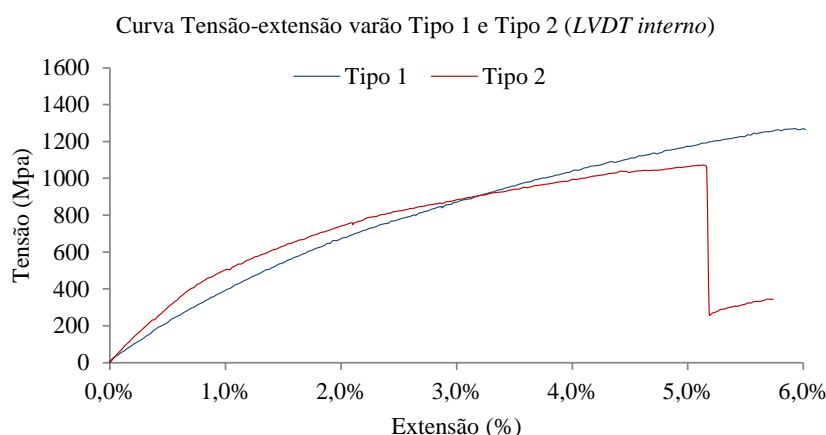


Fig.11 Gráfico tensão-extensão comparativo do varão do tipo 1 e tipo 2, medido pelo LVDT interno.

## Conclusões

A realização deste trabalho demonstrou que a técnica produtiva utilizada pode ser uma alternativa à produção de varões compósitos em fibra de vidro para reforço de betão, dado que as amostras apresentadas apresentaram baixos coeficientes de variação, revelando uma boa reprodutibilidade do processo.

Por outro lado, a solução proposta de adicionar arames de aço no núcleo dos varões FRP para ultrapassar os problemas de falta de rigidez e ductilidade nos varões compósitos em fibra de vidro, revelou-se extremamente pertinente face aos objetivos definidos. Efetivamente, foi obtido um varão com um comportamento bilinear, com um módulo de Young 41 % superior aos varões em fibra de vidro e com um patamar de cedência bem definido (aproximadamente 400 MPa).

De referir ainda que a incorporação de aço no interior do núcleo do varão implica obter tensões de rotura inferiores às obtidas para o caso em que o núcleo é apenas constituído por fibra. Este facto deverá derivar da resistência à tração da fibra de vidro ser superior à resistência à tração do aço.

## Referências

- [1] P. Waldron: “The use of FRP as embedded reinforcement in concrete”, International Conference: FRP Composites in Civil Engineering - CiCE 2004, 8-10 December 2004, Adelaide, Australia;
- [2] I. Karbhari: “Introduction: the use of composites in civil structural applications” in “Durability of composites for civil structural applications” Abington Hall, Abington; Woodhead Publishing, 2007;
- [3]. L.C. Bank, (2006), Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials, John Wiley & Sons, NY. ISBN: 0-471-68126-1.

- [4]. Fangueiro, Pereira, R. e Gonilho, C. Fibrous materials reinforced composite for internal reinforcement. in R. Fangueiro (eds). *Fibrous and materials for civil engineering applications*. Cambridge : Woodhead Publishing Limited, 2011. pp. 216 -250
- [5]. Lees, J. M. Fibre-reinforced polymers in reinforced and prestressed concrete applications: moving forward. *Prog. Struct. Eng Mater.* 2001;3: 122-131. 2001.
- [6]. Balendran, R. V., et al. Application of FRP bars as Reinforcement in civil engineering structures. *Structural Survey* 62-72. Número 2, 2002, Volume 20.
- [7]. Fib. *Fib Bulletin* 40 - FRP Reinforcement in RC Structures. Technical Report, Federation Internationale du Béton Task Group 9,3. 2007.
- [8]. Cui, Yihua e Moe M. S. Cheung, Bahman Noruziaan, Stephen Lee, Jie Tao. Development of ductile composite reinforcement bars for concrete structures. *Materials and Structures*. Volume 41, number 9 (2008) 1509- 1518
- [9] Wu, Zhinshen. Structural strengthening and integrity with hybrid FRP composites. *Proceedings of the Second International Conference on FRP Composites in Civil Engineering*, 8-10 December 2004 - Adelaide, Australia
- [10]. Ayranci, C. e Carey, J. 2D braided composites: A review for stiffness critical applications. *Composite Structures* Volume 85, Setembro 2008, páginas 43–58. 2008.
- [11]. C. Gonilho Pereira, S. Jalali, R. Fangueiro, M.Araújo, P. Pina Marques. Hybrid composite rods for concrete reinforcement. *Structures and Architecture – Cruz* (Ed.). 2010.
- [12]. Ahmadi, M. S., Johari, M.S. e M. Sadighi, M. Esfandeh. An experimental study on mechanical properties of GFRP braided pultruded composite rod. *EXPRESS Polymer Letters* Vol.3, No.9 (2009) 560–568.

## Processamento simples de compósitos vegetais reforçados com fibras de sisal e juta

COSTA Deibson Silva da<sup>1,a</sup>, CUNHA Edinaldo José de Sousa<sup>2,b</sup> e SOUZA José Antônio da Silva<sup>3,c</sup>

<sup>1</sup> Rua Osvaldo de Caldas Brito, 464, Casa: 01 - Jurunas. CEP 66025-190. Belém - Pará, Brasil

<sup>2</sup> Rua Dr. Assis, 62, Ap. 201 - Cidade Velha. CEP 66020-270. Belém - Pará, Brasil

<sup>3</sup> Rua Augusto Corrêa, 01 - Guamá. CEP 66075-110. Belém - Pará, Brasil

<sup>a</sup> deibsonsc@yahoo.com.br, <sup>b</sup> cunhaed@ufpa.br, <sup>c</sup> jass@ufpa.br

**Palavras-chave:** Materiais Compósitos, Fibras Vegetais, Processamento, Caracterização.

**Resumo.** Motivado com os apelos ambiental, social e econômico, o meio acadêmico e industrial tem despertado expressivo interesse nas pesquisas e desenvolvimento de compósitos reforçados por fibras vegetais na atualidade. As fibras vegetais possuem características que tornam seu uso vantajoso como: baixo custo, massa específica reduzida, resistência e módulo específico elevados, menos abrasivas, portanto, reduzem os desgastes dos equipamentos de processo, não são tóxicas, podem ser facilmente modificadas por agentes químicos, são abundantes e provém de fontes renováveis. Este artigo se propõe a processar e caracterizar materiais compósitos poliméricos reforçados por fibras vegetais de sisal e juta. As fibras foram obtidas da região local do estado do Pará. Cortadas manualmente nos comprimentos de 15 mm e homogêneas com resina poliéster tereftálica insaturada e agente de cura na proporção de 0,33% v/v. Os corpos de prova foram confeccionados de acordo com a norma ASTM 638 e submetidos aos ensaios de tração. As superfícies fraturadas foram verificadas por microscopia eletrônica de varredura (MEV). Os resultados de tração dos compósitos de fibras de sisal (27,05 MPa) e de fibras de juta (30,57 MPa). Os mecanismos de falhas predominantes nas superfícies fraturadas dos compósitos foram os de fibras rompidas na matriz no plano de propagação da trinca e arrancamento (pull out) de fibras da matriz. Os resultados mecânico de tração foram comparados com outros compósitos reforçados por outros tipos de fibras vegetais, como as de curauá e malva, verificando suas características e peculiaridades para possíveis aplicações em segmentos que não requerem grandes esforços mecânicos. Além de propiciar um material de processamento simples e de baixo custo.

### Introdução

As alterações provocadas no clima do planeta pela atividade humana, bem como previsões sombrias sobre o esgotamento dos recursos vegetais e minerais criaram um cenário sem precedentes na economia mundial, sustentabilidade e prestação de serviços. Neste sentido, as fibras naturais apresentam grande potencial. Um importante aspecto da fibra de sisal são as propriedades mecânicas. Pesquisas têm sido desenvolvidas na aplicação de fibras de sisal em matrizes poliméricas. A fibra de sisal apresenta boas características devido ao seu baixo custo, boas propriedades mecânicas e disponibilidade no mercado [1]. A Fig. 1 mostra a planta de sisal.

Outra fibra vegetal abundante na região Amazônica é a fibra de juta com o nome científico (*Corchorus capsularis*), e originário da Índia, a juta é uma fibra resistente e tem módulo de elasticidade relativamente elevado. Do fio de juta são produzidos diversos tipos de telas usadas em confecções, decorações, revestimentos de piso e parede, artesanato, cortinas, sacolas, divisórias, base para gesso, sacarias [2].





Figura 1: Planta de sisal.

Após a colheita, os feixes com as hastes, ficam imersos em água por 15 a 20 dias, depois de ser desfibrada e lavada, a juta é posta a secar estendida em varais, por dois ou três dias. As fibras, após a secagem, são armazenadas e, posteriormente, comercializadas em fardos. O processo de fiação tem início no amaciador, uma máquina que suaviza a fibra, e numa etapa seguinte, dá-se a cardagem que "penteia" e desembaraça a juta, resultando em finos fios, esses fios, então, são organizados em grandes rolos por uma máquina denominada passador. Os rolos seguem para as fiadeiras, onde as fibras são torcidas e trançadas, dando origem a fios, cordas e cabos de várias espessuras, de acordo com sua utilização. As fibras de juta são classificadas como: amaciadas, cardadas e urdidas transformando-se em fios. A juta é um arbusto que alcança uma altura de 3 a 4 metros. Seu florescimento acontece cerca de 4 a 5 meses após a sementeira, iniciando-se imediatamente a colheita [3]. A Fig. 2 apresenta os arbustos de planta de juta.



Figura 2: Arbusto de planta de juta.

Este artigo se propõe a processar e caracterizar materiais compósitos poliméricos reforçados por fibras vegetais de sisal e juta. Apresentando o comportamento mecânico e microestrutural dos compósitos reforçados por fibras de sisal e juta de 15 mm.

## Materiais e Métodos

**Materiais.** Foram utilizados no processamento dos compósitos de fibras de sisal e juta. A resina polimérica de poliéster e catalisador na proporção de 0,33% v/v. As fibras de sisal e juta foram obtidas da região local do estado do Pará. Sem qualquer tratamento químico ou superficial. A Fig. 3 mostra as fibras de sisal e juta cortadas no comprimento de 15 mm.



Figura 3: (a) Fibras de sisal e (b) Fibras de juta.

**Métodos.** Foi utilizado um processamento simples para fabricação manual dos compósitos, com uso de moldes de silicone.

Os compósitos foram produzidos manualmente, misturando-se as fibras de forma randômica com a resina por 5 (cinco) minutos, em seguida a mistura de resina/fibras de sisal e resina/fibra de juta foram transferidas para os moldes de silicone sem compressão. E o processo de cura ocorreu em um período de 7 (sete) dias. Após esse período, os compósitos foram desmoldados e devidamente preparados, por procedimentos metalográficos, para as caracterizações mecânicas e microestruturais dos compósitos.

Todos os procedimentos de fabricação foram baseados em normas e recomendações da literatura e os ensaios mecânicos foram realizados de acordo com a norma ASTM D 638M [4].

As frações mássicas de fibras nos compósitos foram determinadas para o comprimento de fibra de 15 mm. Sendo realizado pela capacidade volumétrica dos moldes vazios acomodarem somente as fibras dentro dos moldes sem compactação ou pressão, sendo pesadas 10 (dez) vezes, calculando-se a média das pesagens e transformando-se as frações mássicas encontradas em porcentagem para o comprimento de fibra de 15 mm. Com isso, fixou-se a fração mássica de 5% em peso de fibras dentro dos compósitos de sisal e juta.

Os ensaios de tração foram realizados em máquina universal "KRATOS", célula de carga de 5kN, velocidade de ensaio de 5 mm/min.

A Fig. 4 mostra os compósitos de sisal e juta devidamente preparados para serem submetidos à máquina de ensaio de tração. A microestrutura dos compósitos foi verificada por microscopia eletrônica de varredura (MEV). O equipamento utilizado foi um MEV modelo LEO – 1430. As condições de análises para as imagens de elétrons secundários foram: corrente do feixe de elétrons = 90  $\mu$ A, voltagem de aceleração constante = 10 kV, distância de trabalho = 15-12 mm.

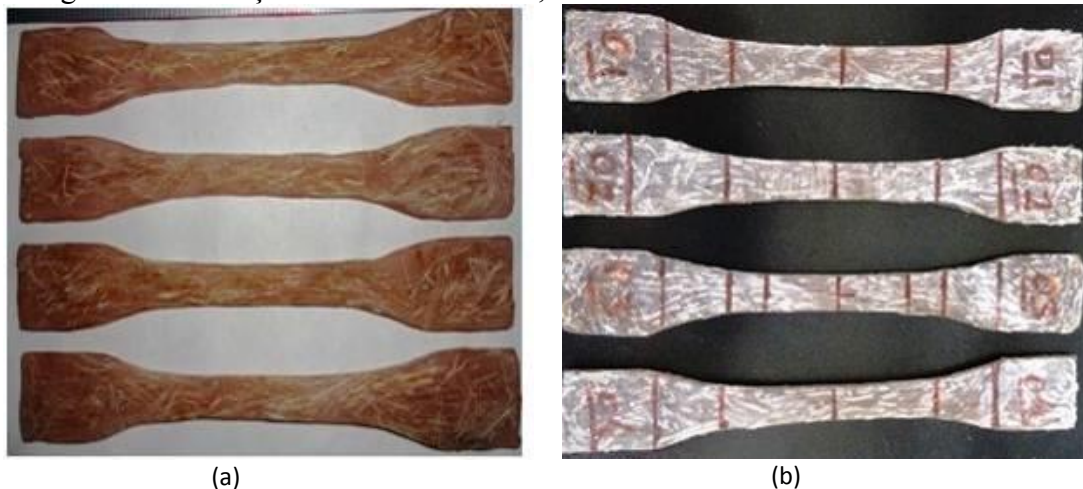


Figura 4: (a) Compósitos de sisal de 15 mm e (b) Compósitos de juta de 15 mm.

## Resultados e Discussão

**Caracterização Mecânica e Microestrutural dos Compósitos de Sisal e Juta.** Na Tabela 1 tem-se o comportamento mecânico de tração dos compósitos de sisal e juta

Tabela 1: Comportamento mecânico dos compósitos de sisal e juta.

Compósito	Fração Mássica do Reforço ( $F_M$ ) %	Resistência a Tração ( $\sigma$ ) (MPa)
Sisal 15 mm	5	27,05 ( $\pm$ 2,49)
Juta 15 mm	5	30,57 ( $\pm$ 3,49)

A Tabela 1 mostra um comparativo entre os resultados obtidos dos compósitos reforçados por fibras de sisal e os compósitos reforçados por fibras de juta com comprimento de 15 mm. Os dados evidenciam uma semelhança entre os resultados de resistência a tração dos compósitos, tanto de sisal como de juta. Houve um pequeno aumento de resistência para os compósitos reforçados por fibras de juta, mas se considerarmos o desvio padrão tem-se resultados bastante aproximados.

As fibras de sisal e juta apresentam geometrias características e particulares de fibras vegetais, apresentam bom acabamento superficial, são maleáveis e possuem boas propriedades.

Com relação a variabilidade dos resultados, é típico de compósitos reforçados por fibras vegetais. Pois, por se tratar de uma material orgânico, vários fatores irão interferir diretamente em suas propriedades, principalmente propriedades mecânicas. Fatores como propriedades físicas, mecânicas e microestruturais das fibras; solo de cultivo da planta, métodos de fabricação dos compósitos e outros fatores que tornam complexo a caracterização tanto das fibras como dos compósitos vegetais.

Vale ressaltar também que pelo fato de o processo de fabricação ser simples do tipo de fibras curtas (15 mm) e dispersas aleatoriamente dentro da matriz também contribuiu para variação dos resultados dos compósitos produzidos.

Os resultados encontrados dos compósitos de sisal e juta estão superiores a outros compósitos reforçados por fibras vegetais pesquisados na literatura [5, 6, 7, 8, 9].

A Fig. 5 mostra a superfícies de fraturas dos compósitos de sisal e juta de 15 mm.

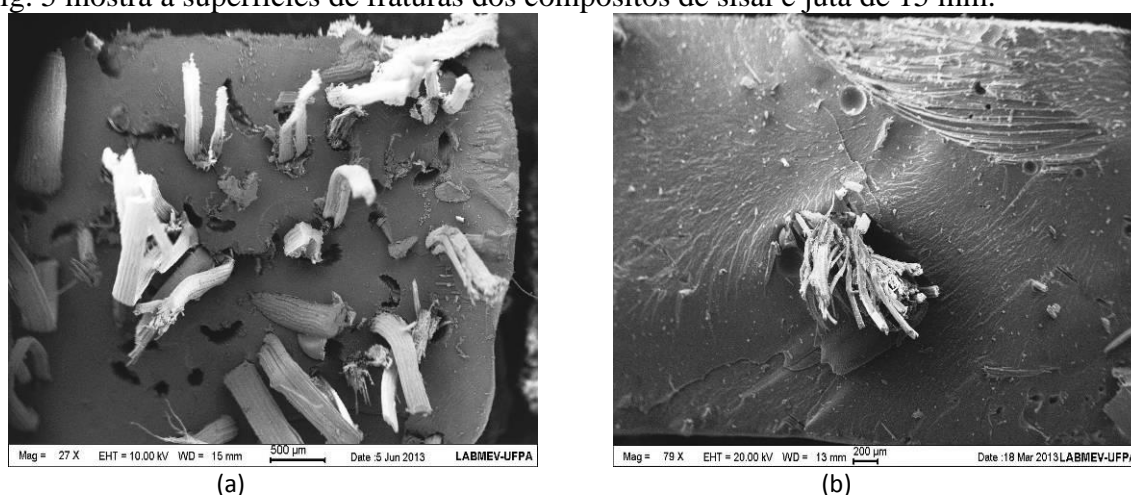


Figura 5: Microscopia eletrônica de varredura dos compósitos: (a) Fratura de compósito reforçado com fibras de sisal de 15 mm e (b) Fratura de compósitos reforçados com fibras de juta de 15 mm.

A Fig. 5 (a) tem-se o compósito com fibras de sisal de 15 mm, onde mostra a predominância do mecanismo de falha de arrancamento das fibras da matriz polimérica, ou seja, ocorreu o pull out, e observam-se bastantes fibras expostas na superfície de fratura dos compósitos, conferindo-lhe a não eficiente adesão na interface fibra/matriz, o que pode ter depreciado suas propriedades mecânicas.

Na Fig. 5 (b) verifica-se o compósito de juta de 15 mm, onde apresenta a predominância do mecanismo de falha de fibras rompidas, observa-se a presença insignificante de fibras expostas na superfície de fratura dos compósitos, caracterizando uma boa ou eficiente ancoragem na interface fibra/matriz, o que pode resultar no aumento da resistência mecânica dos compósitos. Observa-se ainda uma melhor acomodação ou distribuição das fibras inseridas nos compósitos, já que a superfície fraturada está com melhor acabamento do que as superfícies fraturadas dos compósitos de fibras de sisal.

## Conclusões

O método de processamento simples e de baixo custo dos compósitos, se mostrou eficiente, pois, produziu compósitos com bom acabamento e boa aparência.

As caracterizações mecânicas dos compósitos se mostraram eficientes, já que apresentaram bons resultados de resistência a tração quando comparados a outros compósitos de fibras vegetais pesquisados na literatura.

Nas caracterizações microestruturais dos compósitos de sisal e juta foram identificados os mecanismos de falhas predominantes e suas correlações com a resistência mecânica dos compósitos. O material produzido atendeu aos objetivos da pesquisa de processar de maneira simples compósitos poliméricos reforçados por fibras vegetais, conferindo-lhes boas propriedades mecânicas de tração. Disponibilizando assim, um material de baixo custo e com elementos atrativos para sua empregabilidade em certos tipos de aplicações, respeitando suas características e peculiaridades.

## Referências

- [1] R. V. Silva. Compósito de Resina Poliuretano Derivada de Óleo de Mamona e Fibras Vegetais. 2003. 157 f. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia dos Materiais) - Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, 2003.
- [2] R. D. Toledo Filho e K. Ghavami. Comportamento em compressão de argamassa reforçadas com fibras naturais. Relação tensão deformação experimental e processo de fratura. R. Brás. Eng. Agríc. Ambiental, Campina Grande, v. i, p.79-88, 1997.
- [3] M. S. Picanço. Comportamento à Compressão de Argamassas Reforçadas com Fibras Vegetais da Amazônia (Behavior of cement mortar reinforced with Amazonian fibers subjected to compression). Rio de Janeiro – PUC Rio, 2008.
- [4] Standard Test Method for Tensile Properties of Plastic (metric). ASTM D 638, Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, 1989.
- [5] N. Venkateshwaran, et al. Mechanical and water absorption behaviour of banana/sisal reinforced hybrid composites. Materials & Design, n. 32, p. 4017-4021, 2011.
- [6] Y. Ni. Natural Fibre Reinforced Cement Composites. Department of Mechanical Engineering Victoria University of Technology Australia, July, 1995.
- [7] P. V. Joseph, K. Joseph, S. Thomas. Effect of processing variables on the mechanical properties of sisal-fiber-reinforced polypropylene composites. Composites Science and Technology, n. 59, p. 1625-1640, 1999.
- [8] R. R. Dantas. L. H. Carvalho; J. W. B. Nascimento; V. M. Fonseca. Estudo de compósitos de poliéster/tecido de juta para construção de silos cilíndricos verticais. Revista Eletrônica de Materiais e Processos, v.3.3 (2008) 31-39.
- [9] M. A. Esmeraldo. Preparação de novos compósitos suportados em matriz de fibra vegetal/natural. (Mestrado em Química Orgânica) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2006.



## Reforço fibroso em painel de baixa densidade

BELINI Ugo Leandro<sup>1,a</sup>, SAVASTANO JR Holmer<sup>2,b</sup>, BARRERO Núbia Garzón<sup>2,c</sup>, LEITE Marta Karina<sup>3,d</sup>, FILHO Mario Tomazello<sup>3,e</sup>, FIORELLI Juliano<sup>2,f</sup>

<sup>1</sup> UFSC. Rod. Ulysses Gaboardi, km 3, CEP 89520-000, Curitiba, SC, Brasil.

<sup>2</sup> FZEA/USP. Av. Duque de Caxias Norte, 225, CEP 13635-900, Pirassununga, SP, Brasil.

<sup>3</sup> ESALQ/USP. Av. Pádua Dias, 11, CEP 13418-900, Piracicaba, SP, Brasil.

<sup>a</sup> ugo.belini@ufsc.br, <sup>b</sup> holmersj@usp.br, <sup>c</sup> nubia garzonbarrero@yahoo.com, <sup>d</sup> marta.leite@usp.br, <sup>e</sup> mtomazel@usp.br, <sup>f</sup> juliano fiorelli@usp.br

**Palavras-chave:** MDP, reforço fibroso, fibras naturais, sustentabilidade.

**Resumo.** O desenvolvimento de materiais compósitos com fibras naturais, ou resíduos agroindustriais, desperta interesse nos meios acadêmicos e industriais por quesitos tecnológicos e possibilidades associadas de serem materiais ecologicamente favoráveis e com propriedades mecânicas competitivas comparadas com a de outros compósitos reforçados com fibras sintéticas, podendo ainda contribuir para um maior desenvolvimento sustentável. Neste contexto, a inserção de materiais fibrosos de alta resistência, notadamente fibras Amazônicas, em matriz particulada de bagaço de cana-de-açúcar, promoveu melhor desempenho mecânico que reflete em melhor qualidade de produto, atrelando compósito de baixa densidade e significativo acréscimo em valores de MOR/MOE e arrancamento de parafuso.

### Introdução

O crescente aumento do consumo de madeira, o expressivo crescimento na demanda de painéis de madeira e a necessidade de tecnologias para a utilização de insumos considerados como resíduos, evitando a pressão sobre os ecossistemas naturais, abrem desafios para o desenvolvimento de tecnologia e inovação de novos produtos, que podem substituir a madeira maciça em diferentes usos, como na fabricação de móveis e pisos. Contudo, os painéis de partículas podem ser destinados ao uso industrial (embalagens, container, móveis, partes de veículos), uso estrutural na construção civil (forros, divisórias, fôrmas e caixas de concreto, paredes internas e externas, etc.) ou até mesmo para confecção de brinquedos, prateleiras e usos domésticos.

As pesquisas da última década têm avaliado a aplicação de matérias primas fibrosas de resíduos de culturas agrícolas de menor custo, para a confecção de compósitos, em diferentes regiões do mundo, com resultados satisfatórios [1, 2, 3, 4].

Já a resina a base de mamona vem sendo uma alternativa sustentável para substituição do adesivo comercial, e trabalhos recentes [4, 5, 6] tem apresentado resultados satisfatórios na confecção de painéis particulados com esta resina, mas indicando a necessidade de efetuar-se um estudo mais aprofundado buscando otimizar a etapa de confecção das chapas e realização de ensaios complementares de qualidade.

Assim, o desenvolvimento de materiais compósitos com fibras naturais ou resíduos agroindustriais, aliado a resinas ecologicamente sustentáveis, desperta interesse nos meios acadêmicos e industriais por quesitos tecnológicos e possibilidades associadas de serem materiais ecologicamente favoráveis e com propriedades mecânicas competitivas comparadas com a de outros compósitos reforçados com fibras sintéticas, podendo ainda contribuir para um maior desenvolvimento sustentável.

O uso de fibras vegetais, por suas características intrínsecas vai ao encontro de tal necessidade, uma vez que podem ser utilizados como reforço de painéis particulados. Além disso, pode contribuir

com o crescimento econômico e melhoria social de áreas com baixo índice de desenvolvimento como, por exemplo, a Amazônia brasileira, que possui condições adequadas à cultura do curauá (*Ananás erectifolius*) e da juta (*Corchorus capsularis*).

Neste contexto, o presente trabalho avaliou o desempenho tecnológico de painéis particulados de baixa densidade, confeccionados com bagaço de cana-de-açúcar, após a adição de fibras especializadas de curauá e juta como reforço na cama interna para acréscimo em propriedades mecânicas aliando compósito leve a alta performance.

## Material e Métodos

**Coleta e preparo das matérias prima fibrosas.** As partículas de bagaço de cana-de-açúcar (*Saccharum sp*) foram coletadas em pátio imediatamente após a moagem, gentilmente cedidas pela Baldin Bioenergia, em Pirassununga-SP.

Foram realizadas determinações prévias e pequenos ajustes em função de aberturas de peneiras disponíveis definindo, experimentalmente, na camada externa (CE) partículas que ficaram retidas nas peneiras com aberturas 0,6 mm e 0,3 mm e na camada interna (CI) partículas que ficaram retidas nas peneiras com abertura 1,0 mm, 2,0 mm e 4,0 mm, aberturas similares à literatura e às utilizadas em condições mercadológicas atuais [3, 7].

As fibras de curauá (*Ananás erectifolius*) foram gentilmente cedidas pela empresa Pematec Triangel e as fibras de juta (*Corchorus capsularis*) gentilmente fornecidas pela empresa BrasJuta. Ambas as fibras apresentam robustez quanto às suas características físico-anatômicas e são amplamente aplicadas nas indústrias têxtil e automobilística

Foi verificada a necessidade de ajustes morfológicos nas fibras de juta e curauá, e que contemplou a secção manual das fibras em comprimento aproximado de 4-5 cm e também de desagregação manual dos feixes, conforme ilustrado na Figura 1, para uma melhor distribuição na matriz de partículas de bagaço e adequação ao sistema de encolagem.

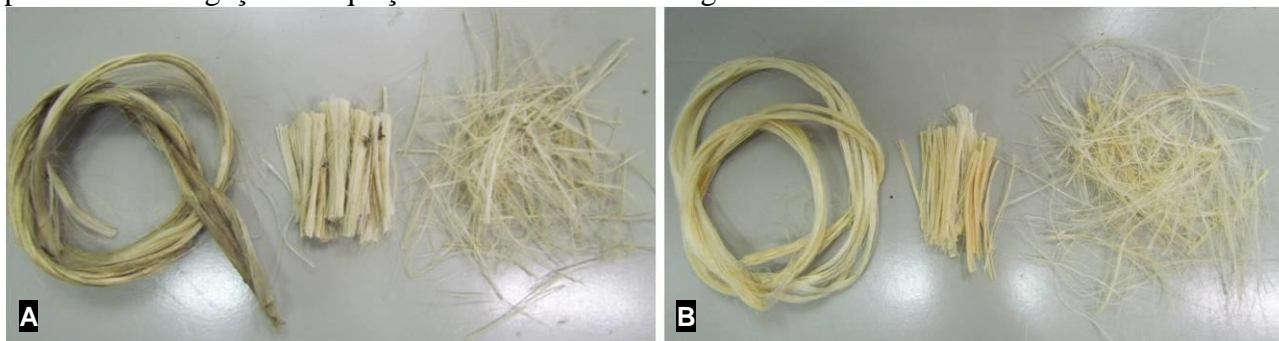


Figura 1 – Imagem com composição das fibras de juta (A) e curauá (B): fibras “in natura”; feixes de fibras após secção em comprimentos de 5 cm e aspecto das fibras após separação manual para desagregação dos feixes.

**Confecção dos compósitos.** Os compósitos particulados foram aglutinados com resina poliuretana bi-componente à base de óleo de mamona e conformados por prensagem térmica, variando a granulometria das partículas e o teor das resinas nas camadas externas e interna. Esta resina visa obtenção de produtos com o menor teor possível de formol livre, quesito que frequentemente, nos EUA, tem forte redução das emissões dos painéis através de normatizações da *California Air Resource Board* (CARB) e que, por consequência, guiam especificações no mercado mundial de painéis reconstituídos.

A fabricação de painéis de partículas e resina poliuretana à base de óleo de mamona incluiu os passos resumidamente comentados a seguir [8]. Após obtenção e secagem das partículas, o material foi levado a encoladeira onde ocorreu a adição de adesivo poliuretano à base de óleo de mamona em uma proporção de 12 a 15% do peso seco de matéria prima. Após a mistura, o material foi disposto em molde (colchão) e inserido em uma prensa hidráulica a uma temperatura média variando de 90°C a 110°C, por 10 minutos de prensagem, com pressão média de 5 MPa, para a formação da chapa.

Foi considerada densidade nominal de  $550 \text{ kg m}^{-3}$ , que segundo a norma ABNT NBR 14810 (2006) define valor mínimo para classificação de um painel de partículas de média densidade (MDP). Os painéis com densidade  $550 \text{ kg m}^{-3}$  receberam reforço de fibras de curauá e juta na camada interna (CI), juntamente com as partículas do bagaço de cana-de-açúcar de maior granulometria, conforme Figura 2.

<u>Conformação do painel "híbrido"</u>	Granulometria partículas (mm)	Espessura camada (mm)	Dosagem resina (%)
CE	0,6 - 0,30	2	15
CI (cana + juta ou curauá)	4,0 - 1,0	8	12
CE	0,6 - 0,30	2	15

Figura 2 – Ilustração da conformação dos painéis nos tratamentos propostos, com granulometria de partículas, espessura das camadas e dosagens de resina.

**Caracterização tecnológica.** A determinação das propriedades físico-mecânicas (MOR/MOE e arrancamento de parafuso) foi norteadada pela norma NBR 14810-3 (2006) - *Chapa de madeira aglomerada* [9] e realizada em máquina universal de ensaios EMIC disponível no Laboratório de Construções e Ambiente da FZEA/USP.

## Resultados

**Características tecnológicas.** Os resultados de caracterização tecnológica dos painéis, nos diversos tratamentos, estão descritos na Tabela 1, que indica resultados médios dos quesitos tecnológicos bem como comparativo estatístico.

Tabela 1 - Resultados dos quesitos tecnológicos dos painéis nos tratamentos delineados.

Variáveis Tecnológicas	Cana	Cana+Juta	Cana+Curauá	ABNT NBR 14810
	550 kg/m <sup>3</sup>			
Espessura (mm)	15,2 a (15,3-15,0) (0,1) (0,6)	15,1 a (15,4-14,9) (0,2) (1,1)	14,9 a (15,0-14,7) (0,1) (0,6)	
Densidade aparente (kg m <sup>-3</sup> )	560 a (606-495) (31) (5,6)	569 a (648-521) (42) (7,5)	573 a (637-494) (38) (6,6)	
Módulo de ruptura (N mm <sup>-2</sup> )	11,4 ab (13,4-8,7) (1,5) (13,4)	15,2 c (22,8-9,5) (3,5) (23,0)	13,0 bc (17,6-8,3) (2,6) (20,4)	mínimo 15 N mm <sup>-2</sup>
Módulo de elasticidade (N mm <sup>-2</sup> )	1048 a (1149-792) (113) (10,8)	1517 b (1885-1088) (228) (15,1)	1344 b (1646-814) (240) (17,9)	mínimo 1500 N mm <sup>-2</sup>
Resistência ao arrancamento de parafuso topo (kgf)	651 a (816-446) (137) (21,1)	844 a (1011-559) (171) (20,3)	803 a (1310-587) (264) (32,9)	
Resistência ao arrancamento de parafuso face (kgf)	773 ab (996-683) (114) (14,8)	825 ab (1041-656) (169) (20,5)	965 b (1105-808) (113) (11,8)	



Valores médios seguidos de (máxima; mínima) (desvio padrão) e (coeficiente de variação); letras diferentes em uma mesma linha diferem entre si ao nível de 5% de probabilidade (teste Tukey).

De acordo com a Tabela 1, é possível verificar que de maneira geral houve efetivo acréscimo em propriedades mecânicas com a inserção de fibras/partículas especializadas, ou seja, melhor desempenho comparativamente à condição standard (painel com somente cana e densidade 550 kg/m<sup>3</sup>), atingindo-se os objetivos de desenvolver um compósito leve com alto desempenho tecnológico.

É relevante comentar que houve semelhança estatística entre a espessura média dos painéis e os valores médios de densidade, o que é fundamental para isolar estes dois quesitos e evitar suas influências nas determinações tecnológicas, visto que notadamente a densidade apresenta forte correlação com propriedades físico-mecânicas em madeira e painéis reconstituídos [10, 11, 12].

Promovendo descritivo detalhado, para cada condição, pode-se comentar:

Cana + juta: relevante acréscimo nos valores médios de MOR e MOE comparativamente à condição standard, respectivamente 34% e 45%.

Cana + curauá: também verificou-se acréscimo nos valores de MOR e MOE, porém em médias inferiores à condição cana+juta.

A inclusão de fibras/partículas especializadas nas camadas internas (CI) dos painéis remete, além das melhora das propriedades tecnológicas já citadas, a outros importantes aspectos:

Redução de custo de produto: considerando que a matéria prima madeireira (fibras e partículas) é o item de custo variável mais impactante na composição de custo final de painéis MDF e MDP, a possibilidade de redução de sua massa torna-se estratégico vislumbrando-se redução de custo de produto e, fundamentalmente, uma expressiva menor utilização de recurso fibroso, mitigando sua exploração e adequando sustentavelmente o produto.

Menor utilização de resina: a dosagem de resina, em percentual, é calculada considerando-se a massa de fibra a ser compactada, pois é esta massa de fibra que dita a densidade nominal desejada do painel particulado. Assim, menores densidades de produto inferem em menores utilizações de resina, que é o segundo item de maior custo variável na composição de custo de um painel de fibra e/ou partícula.

Painéis mais leves: compósitos particulados de menor densidade apresentam atratividade quanto a transporte, utilização na confecção de móveis, maior leveza na composição com outros produtos estruturais, menor estrutura de sustentação quando utilizados em forros e/ou vedações, bem como vantagens logísticas em processos de exportação via container para mercado externo.

Assim, a obtenção de painel particulado leve, mantendo-se (ou em alguns casos com acréscimo) as propriedades tecnológicas, através de elementos fibrosos sustentáveis de reforço, mantém íntima correlação com os 3 fundamentais aspectos indicados e que regem aspectos primordiais nas cadeias de projeto de produto e quesitos mercadológicos.

**Aspectos visuais dos painéis.** Este item remete diretamente a efetividade da confecção dos painéis em multicamadas, pois foi possível a obtenção de uma excelente qualidade superficial atrelada à utilização de partículas finas de bagaço de cana-de-açúcar, que nesta pesquisa foram qualitativamente indicadas pelo material retido nas peneiras de abertura 0,6 mm e 0,33 mm e quantitativamente pela retenção percentual do montante total.

As partículas finas permitem um maior adensamento e equalização de densidade nas faces do produto. Este maior adensamento também está diretamente interligado ao desempenho nos quesitos mecânicos de módulo de elasticidade (MOE) e módulo de ruptura (MOR).

Esta questão aparente e estética de produto, bem como quesitos de sedosidade e homogeneidade de algumas características organolépticas, como cor e tato, é fundamental quando considera-se projeto de confecção e colocação mercadológica.

A Figura 3 ilustra aparência superficial dos painéis obtidos, que corroboram com os quesitos tecnológicos indicados, bem como promove comparativo visual com painel particulado de cana-de-açúcar sem classificação granulométrica das partículas, painel particulado de cana-de-açúcar comercializado na China e painel MDP confeccionado com eucalipto e comercializado no Brasil.

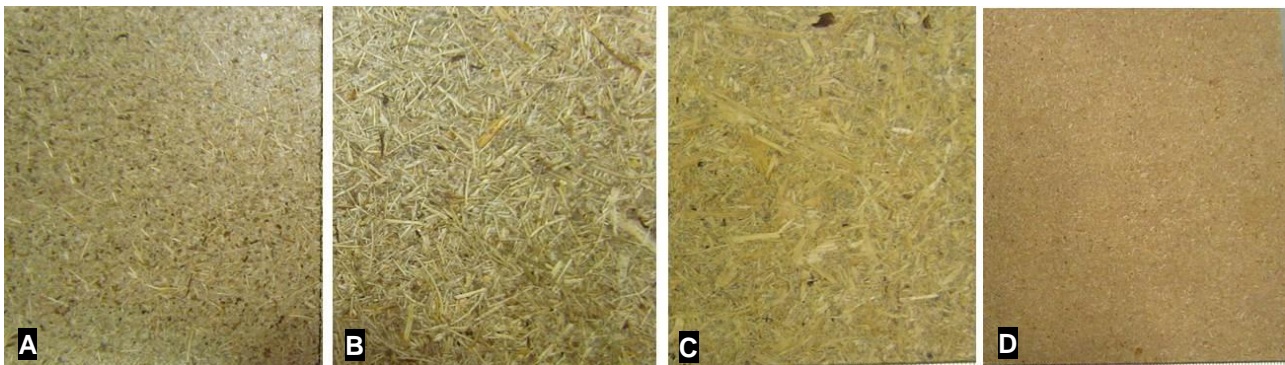


Figura 3 – Aspecto superficial dos painéis: (A) obtidos na pesquisa; (B) painel sem classificação granulométrica; (C) painel particulado Chinês e (D) painel MDP comercializado no Brasil.

## Conclusões

- houve compatibilidade entre as diferentes matrizes fibrosas, atreladas à resina a base de mamona, para a confecção dos painéis em multicamadas, sendo assim efetivo o uso das fibras especializadas curauá (*Ananás erectifolius*) e da juta (*Corchorus capsularis*).
- verificou-se efetivo acréscimo nas propriedades mecânicas de MOR e MOE, bem como arrancamento de parafuso, sendo possível a obtenção de um painel leve com melhor desempenho mecânico.
- o projeto de pesquisa delineado em multicamadas permitiu a obtenção de painéis particulados com excelente aspecto superficial que permite sua imediata inserção em mercados consumidores pois são similares, em quesitos visuais, a projetos de produtos vigentes.

## Agradecimentos.

Os autores agradecem a Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Laboratório de Construções e Ambiente da Faculdade de Zootecnia e Engenharia de Alimentos, da Universidade de São Paulo (FZEA/USP), NAP-BioSMat, Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), Baldin Bioenergia, Pematec Triangel e Brasjuta.

## Referências

- [1] LEE, S. Mechanical and physical properties of agro based fiberboard. Holz als Roh – und Werkstoff, Heidelberg, v. 64, p. 74-79, 2006.
- [2] KHALIL, A.H.P.S.; FAZITA, M.R.; BHAT, A.H.; JAWAID, M.; FUAD, N.A. Development and material properties of new hybrid plywood from oil palm biomass. Materials and Design, Reigate, v. 31, p. 417–424, 2010.
- [3] ORTUNÕ, T.G.; RODRÍGUES, J.A.; GARCÍA, M.T.F.; VILLENA, M.F.; GARCÍA, C.E.F. Evaluation of the physical end mechanical properties of particleboard made from giant reed (*Arundo donax* L.). BioResources, Raleigh, v. 6, n. 1, p. 477-486, 2011.
- [4] FIORELLI, J.; CURTOLO, D. D.; GARZON, N. B.; JOHNSON, R.; SAVASTANO JUNIOR, H. Particulate composite based on coconut fiber and castor oil polyurethane adhesive: An ecoefficient product. Industrial Crops and Products, v. 40, p. 69-75, 2012.
- [5] SILVA, A. J. P. Aplicação de partículas longas e orientadas de bagaço de cana-de-açúcar na produção de painel particulado similar ao OSB. São Carlos: USP, 2006. (Tese Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos).
- [6] LIMA, F. L. S. et al. Caracterização física de chapas homogêneas aglomeradas de bambu fabricadas com adesivo poliuretano à base de óleo de mamona. In. XI ENCONTRO

BRASILEIRO EM MADEIRA E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 2008. Londrina, PR. Anais. CD-Room.

- [7] WIDYORINI, R.; XU, J.; UMEMURA, K.; KAWAI, S. Manufacture and properties of binderless particleboard from bagasse. I: Effects of raw material type, storage methods, and manufacturing process. *Journal of Wood Science*. v. 51, p. 648–654, 2005.
- [8] FIORELLI, J.; LAHAR, F. A. R.; NASCIMENTO, M. F.; SAVASTANO JUNIOR, H.; ROSSIGNOLO, J. A. Painéis de partículas à base de bagaço de cana e resina de mamona produção e propriedades. *Acta Scientiarum Technology (Online)*, v. 33, p. 401-406, 2011
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14810: Chapa de madeira aglomerada. Pt. 3: Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2006. 27 p.
- [10] MALONEY, T.M. *Modern particleboard & dry process fiberboard manufacturing*. San Francisco: Miller Freeman, 1989. 672 p.
- [11] VASSILIOU, V.; BARBOUTIS, I. Screw withdrawal capacity used in the eccentric joints of cabinet furniture connectors in particleboard and MDF. *Japan Wood Science*, Kyoto, v. 51, p. 572–576, 2005.
- [12] BELINI, U. L., TOMAZELLO FILHO, M., LOUZADA, J.L.P.C., RODRIGUES, J.C., ASTOLPHI, J.R.S. Pilot study for MDF manufacture from sugarcane bagasse. *European Journal of Wood and Wood Products*. v.70, p.537 - 539, 2012.



*Aguiar, J. – 145, 157, 285, 297.*  
*Alberti, G. – 553.*  
*Alvarez, C. E. – 197, 275.*  
*Alvim, R. A. A. – 509, 531.*  
*Amado, F. D. R. – 509, 531.*  
*Amaral, M. B. – 357.*  
*Andrade, L. B. – 169.*  
*Anjos, M. A. S. – 17, 61.*  
*Azenha, M. – 297.*  
*Barrero, N. G. – 591.*  
*Barreto, D. – 425.*  
*Bastos, C. A. B. – 357.*  
*Belini, U. L. – 591.*  
*Bernardi, C. – 357.*  
*Bianchini, M. – 349.*  
*Bolños, R. E. Z. – 467.*  
*Borja, E.V. – 61.*  
*Borré, G. – 357.*  
*Branco, F. G. – 263.*  
*Bravo, M. – 115.*  
*Brito, J. – 115.*  
*Bulligon, L. – 357.*  
*Caeiro, J. B. – 307.*  
*Calixto, J. M. F. – 39.*  
*Camões, A. – 17, 49, 317, 327.*  
*Cancelier, C. D. – 389, 443.*  
*Cândido, B. M. D. – 93.*  
*Capurso, F. – 307.*  
*Cardoso, C. – 217, 317.*  
*Cardoso, D. L. – 389, 443.*  
*Cardoso, F. – 415.*  
*Carneiro, L. – 285.*  
*Carrilho, M. – 425.*  
*Carvalho, A. – 415.*  
*Carvalho, J. – 563.*  
*Carvalho, L. S. O. – 477.*  
*Carvalho, M. C. R. – 129.*  
*Carvalho, S. T. M. – 253.*  
*Casa, M. G. S. – 349.*  
*Casagrande, M. D. T. – 467.*  
*Castela, A. S. – 7.*  
*Castro, A. – 103.*  
*César, A. A. S. – 253.*  
*César, S. F. – 337.*  
*Corrêa, A. A. R. – 401, 409.*  
*Costa, A. – 177.*  
*Costa, D. S. – 585.*  
*Costa, W. T. – 457.*  
*Cunha, E. J. S. – 585.*  
*Cunha, F. – 489, 497, 575.*  
*Cunha, R. D. A. – 337.*  
*Cunha, S. – 145, 157, 285.*

*Dantas, V. B. – 229.*  
*Diniz, D. H. – 81.*  
*Eires, R. – 317, 327.*  
*Evangelista, L. – 115.*  
*Evilane, C. – 93.*  
*Fangueiro, R. – 489, 497, 575.*  
*Farias, E. C. – 61.*  
*Feio, A. O. – 435.*  
*Ferreira, V. – 145, 157, 285.*  
*Filho, M. T. – 591.*  
*Filho, R. D. T. – 103, 369.*  
*Fiorelli, J. – 591.*  
*Flora, C. D. – 357.*  
*Fonseca, I. – 435.*  
*Fontes, M. – 415.*  
*Fröhlich, J. – 73.*  
*Garbacz, A. – 145, 157.*  
*Garcia, S. – 187.*  
*Gattermann, L. S. S. – 349.*  
*Ghisj, E. – 241.*  
*Goecks, P. – 357.*  
*Goldoni, F. S. – 443.*  
*Gomes, U. U. – 229.*  
*Gonçalves, F. L. A. – 129.*  
*Gutierrez, G. C. R. – 129.*  
*Hentges, T. I. – 73.*  
*Ildefonso, J. S. – 381.*  
*Jalali, S. – 217, 327.*  
*Jesus, C. – 17.*  
*Júnior, R. B. V. – 477.*  
*Kaminski, T. B. – 443.*  
*Kheradmand, M. – 297.*  
*Kulakowski, M. P. – 73.*  
*Leal, N. S. – 61.*  
*Leite, B. A. S. – 477.*  
*Leite, M. K. – 591.*  
*Lima, J. T. – 401, 409.*  
*Lima, P. R. L. – 521, 531.*  
*Lopes, A. N. M. – 103.*  
*Machado, J. S. – 435.*  
*Magalhães, A. G. – 39.*  
*Maia, N. S. – 81.*  
*Maioli, R. N. – 197, 275.*  
*Malanho, S. – 137.*  
*Malheiro, R. – 49.*  
*Martins, A. P. S. – 369.*  
*Martins, M. S. – 187.*  
*Mateus, D. – 263.*  
*Matos, A. M. – 27.*  
*Mazzaferro, L. – 241.*  
*Mendes, L. M. – 253, 401, 409.*  
*Merino, F. – 489.*

*Micali, R. M.* – 563.  
*Minuzzo, S.* – 389.  
*Mohamad, G.* – 553.  
*Morales, G.* – 457.  
*Moreira, L. E.* – 543.  
*Mota, C.* – 575.  
*Muñoz, R.* – 477.  
*Nakanishi, E. Y. B.* – 553.  
*Neiva, S.* – 263.  
*Neves, R.* – 7.  
*Norback, C.* – 357.  
*Nunes, D. S.* – 509, 531.  
*Oliveira, D.* – 575.  
*Oliveira, F.* – 575.  
*Ozório, B. P. M.* – 207.  
*Palmieri, M. Y.* – 457.  
*Parsekian, G.* – 425.  
*Patinha, S.* – 489, 497, 575.  
*Paula, J. N.* – 81.  
*Peixoto, R. A. F.* – 81.  
*Pereira, A.* – 263.  
*Pinheiro, L. M.* – 207.  
*Pontes, J.* – 115.  
*Prego, F.* – 497.  
*Protásio, T. P.* – 401, 409.  
*Pufal, L.* – 357.  
*Ramos, T.* – 27.  
*Reis, E. P.* – 229.  
*Reis, J. H. C.* – 381.  
*Reis, R.* – 49.  
*Ribeiro, M.* – 49.  
*Romanini, A.* – 187.  
*Romero, M. C.* – 337.  
*Rosa, T. O.* – 169.  
*Ruver, C. A.* – 357.  
*Sampaio, C. A. P.* – 169.  
*Santos, C. P.* – 177.  
*Santos, F. M. R.* – 509, 531.  
*Santos, L. R. S.* – 93.  
*Santos, R. J.* – 521.  
*Santos, T. H. S.* – 543.  
*Savastano Júnior, H.* – 591.  
*Silva, A. S.* – 229, 241.  
*Silva, E. F.* – 103.  
*Silva, F. A.* – 369.  
*Silva, M. F.* – 543.  
*Silva, S. S.* – 381.  
*Soares, T. T.* – 357.  
*Sousa-Coutinho, J.* – 27.  
*Souza, J. A. S.* – 585.  
*Souza, T. F.* – 509, 531.  
*Tadayuki, Y. J.* – 253.

*Tadeu, A. – 145, 157, 285.*

*Taufner, M. D. – 197, 275.*

*Terezo, R. F. – 169.*

*Tonoli, G. D. – 401, 409.*

*Torgal, F. – 285.*

*Valcacer, S. M. – 229.*

*Varela, M. L. – 93.*

*Veiga, R. – 137.*

*Venson, G. I. – 443.*

*Vicente, C. – 7.*

*Wagner, L. G. – 553.*

*Wasconcelos, W. L. – 39.*

*Wayhs, C. A. S. P. – 357.*

*Yshiba, J. K. – 381.*