Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Juliana Vieira Oliveira

Comportamento mecânico de blocos de terra compactada ativados alcalinamente

Novembro de 2014

Comportamento mecânico de blocos de terra compactada ativados alcalinamente
Juliana Vieira Oliveira
UMinho | 2014

Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Juliana Vieira Oliveira

Comportamento mecânico de blocos de terra compactada ativados alcalinamente

Dissertação de Mestrado
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do
Professor Doutor Daniel Oliveira
Professor Doutor Tiago Miranda

Novembro de 2014

DECLARAÇÃO

Nome: Juliana Vieira Oliveira

Endereço electrónico: ju.vieira@icloud.com

Telefone: 962708671

Número do Bilhete de Identidade: 13613170

Título dissertação □/tese □

Comportamento mecânico de blocos de terra compactada ativados alcalinamente

Orientador(es):

Doutor Daniel Oliveira

Doutor Tiago Miranda

Ano de conclusão: 2014

Designação do Mestrado ou do Ramo de Conhecimento do Doutoramento:

Mestrado Integrado em Engenharia Civil

É AUTORIZADA A REPRODUÇÃO INTEGRAL DESTA TESE/TRABALHO APENAS PARA EFEITOS DE INVESTIGAÇÃO, MEDIANTE DECLARAÇÃO ESCRITA DO INTERESSADO, QUE A TAL SE COMPROMETE;

Universidade do Minho, ___/___/_____

Assinatura: _____

Agradecimentos

Apesar deste ser um trabalho pessoal, a realização desta dissertação apenas foi possível devido à contribuição de inúmeras pessoas, que de uma forma ou de outra contribuíram para tornar este trabalho possível. Cabe-me agora expressar os meus mais sinceros agradecimentos.

Ao meu orientador, Professor Daniel Oliveira, pelo seu entusiasmo na partilha de conhecimento e pela disponibilidade e atenção que sempre demonstrou. Ao meu co-orientador, Professor Tiago Miranda por todo o acompanhamento e apoio prestado. A ambos agradeço tudo o que me ensinaram enquanto professores e todas as sugestões e conselhos que me deram ao longo do trabalho.

Ao Rui Silva e ao Edgar Soares por toda a disponibilidade que sempre demonstraram, e por toda a ajuda e partilha de conhecimento prestada ao longo deste trabalho.

Aos técnicos de laboratório do Departamento de Engenharia Civil, em especial, ao José Gonçalves, ao António Matos e ao Marco Jorge, por todo o apoio, disponibilidade, incentivo e boa disposição.

Agradeço aos meus amigos e colegas, companheiros de percurso, pelas preciosas trocas de ideias e palavras de incentivo ao longo de todo o curso. Em especial à Liliana e à Sandrina por toda a amizade e lealdade.

Quero ainda agradecer aqueles que me são mais próximos, os meus familiares e amigos, que souberam compreender por vezes a minha ausência e me ouviram muitas vezes, falar sobre um trabalho que não era o seu.

Aos meus pais, que ao longo da minha vida, sempre me proporcionaram as melhores condições para que pudesse fazer o meu percurso até este dia.

Por último, ao Miguel, um agradecimento especial, por todo o apoio, carinho, incentivo, e compreensão demonstrado, e por toda a partilha de saber e troca de ideias ao longo destes anos.

A todos agradeço e dedico o resultado deste trabalho.

Resumo

A construção em terra está presente em todo o mundo e representa uma das formas de construção mais antigas. Apresenta várias vantagens a nível económico, social e ecológico, sendo ainda muito versátil na medida em que permite a utilização de muitas técnicas diferentes, entre elas a construção com alvenaria de blocos de terra compactada (BTC).

A utilização de BTC é relativamente recente, e a sua produção consiste em compactar mecanicamente terra num molde para diminuir a porosidade e aumentar a resistência do material de terra resultante. No entanto, uma das principais limitações da construção em terra é a diminuta adequabilidade dos solos disponíveis localmente. No caso dos solos residuais graníticos da região do Minho (Portugal), a sua adequabilidade é praticamente inexistente, e o seu uso requer estabilização. Assim, estudos anteriores avaliaram a possibilidade de produzir BTC com solo residual granítico do Minho, estabilizado através da ativação alcalina de cinzas volantes. Os resultados obtido foram muito satisfatórios, uma vez que conseguiram atingir níveis de resistência dos blocos, muito superiores aos impostos pelas normas existentes, demonstrando, assim, o potencial da técnica.

Este trabalho pretende dar desenvolvimento à investigação mencionada anteriormente. Assim, efetuou-se uma caracterização mecânica dos BTC ao longo da idade de cura, e foram desenvolvidas duas argamassas de terra para o assentamento em alvenaria, também estas estabilizadas através da ativação alcalina de cinzas volantes. Depois disto, foram efetuados ensaios de compressão (prismas e paredes) de corte (prismas) de alvenaria de BTC. De forma a avaliar a influência das argamassas no comportamento deste tipo de alvenaria, foram construídos e ensaiados prismas e paredes com junta seca e com cada uma das argamassas desenvolvidas.

Os resultados obtidos permitiram conhecer a evolução da resistência dos BTC com o tempo de cura, compreender o comportamento da alvenaria de BTC sujeitos a esforços de compressão e de corte, e compreender a influência das argamassas de assentamento neste tipo de alvenaria.

Palavras-chave: Blocos de terra compactada; argamassas de terra; resistência à compressão; resistência ao corte; ativação alcalina; cinzas volantes; resíduos industriais.

Abstract

Earth construction is world-wide spread and constitutes one of the most ancient solutions for building. It presents several advantages at the economic, social and ecological level, and also it is very adaptable, since it offers the use of many different techniques, including the construction with masonry of compressed earth blocks (CEB).

The use of CEB is relatively recent, and their production consists in compacting mechanically earth in a mould to reduce the porosity and to increase the strength of the resulting earthen material. However, one of the main limitations of earth construction is the low suitability of the available soils at the site. In the case of the residual granitic soils from Minho region (Portugal), their suitability is practically non-existent, and its use requires stabilisation. Thus, previous research evaluated the possibility of producing CEB with residual granite soil from Minho stabilised with alkaline activation of fly ash. The results obtained were very satisfactory, since it was possible to achieve strength levels much higher than those demanded by existing standards, demonstrating the high potential of this technique.

This work aims at developing the aforementioned research. Thus, the mechanical characterization of CEB with the curing time was performed and two earth mortars also stabilised by alkaline activation of fly ash were developed for use in bed joints. Then, compression (prisms and wallets) and shear (prisms) tests were carried out on masonry specimens made with CEB. Masonry prisms and wallets with dry-stack joints and joints mortared with the two developed mortars were built and tested in order to assess the influence of the mortar on the behaviour of this type of masonry.

The results obtained allowed assessing the evolution of the strength of the CEB with the curing time, understanding the behaviour of masonry made with CEB under compression and shear loads, and understanding the influence of the bed joint mortars in this type of masonry.

Keywords: compressed earth blocks; earth mortars; compressive strength; shear strength; alkaline activation; fly ash; residual waste.

Simbologia

BTC	Bloco de terra compactada
AGP	Argamassa Geopolimérica
JS	Junta Seca
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
UNESCO	United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization
CO_2	Dióxido de carbono
SiO_2	Dióxido de silício
Al_2O_3	Óxido de alumínio
Fe_2O_3	Óxido de ferro
$NaOH_2$	Hidróxido de sódio
Na_2SiO_2	Silicato de sódio
Ca	Cálcio
Na	Sódio
K	Potássio
Mg	Magnésio
µm	Micrómetro
mm	Milímetro
cm	Centímetro
m	Metro
g	Grama
kg	Quilograma
N	Newton
kN	QuiloNewton
MPa	MegaPascal

Índice

Agradecimentos iii

Resumo v

Abstract vii

Simbologia ix

Índice xi

1 Introdução 1

1.1 Motivação 1

1.2 Objetivos do trabalho 2

1.3 Metodologia 3

1.4 Organização do documento 4

2 A construção em terra 7

2.1 Introdução 7

2.2 A construção em terra no mundo 8

2.2.1 Vantagens da construção em terra 10

2.2.2 Limitações da construção em terra 11

2.2.3 Formas de construção em terra 11

2.2.3.1 Taipa 12

2.2.3.2 Tabique 14

2.2.3.3 Adobe 15

2.3 Blocos de terra compactada (BTC) 16

2.3.1 Vantagens e desvantagens 17

2.4 Adequabilidade dos solos 18

2.4.1 Ensaios para a caracterização do solo 18

2.4.1.1 Ensaios expeditos 18

2.4.1.2 Ensaios laboratoriais 20

2.4.2 Normas disponíveis para BTC 21

2.4.3 Solo residual granítico do Minho 25

2.5 Técnicas de estabilização 27

2.5.1 Métodos de estabilização clássicos 27

2.5.1.1 Cal 27

2.5.1.2 Cimento 28

2.5.2 Métodos de estabilização inovadores 29

2.5.2.1 Cinzas volantes 29

2.6 Fundamentos da ativação alcalina 30

2.6.1 Estrutura química dos geopolímeros 31

2.6.2 Propriedades e aplicações dos geopolímeros 32

2.7 Argamassas de terra 33

2.7.1 Estudos anteriores com argamassas de terra e argamassas geopoliméricas 35

2.8 Estudos anteriores com BTC na Universidade do Minho 36

2.8.1 BTC estabilizados com Cimento 37

2.8.2 BTC estabilizados com resíduos industriais – Lamas de ETA e cinzas volantes 39

2.9 Considerações finais 42

3 Caracterização dos materiais e processo de fabricos dos BTC e das argamassas de terra 45

3.1 Introdução 45

3.2 Descrição dos materiais utilizados 46

3.2.1 Solo residual granítico 46

3.2.2 Cinzas volantes 48

3.2.3 Ativador alcalino 49

3.3 Geometria dos BTC 50

3.4 Processo de produção de BTC 51

3.4.1 Preparação e pesagem dos materiais 52

3.4.2 Preparação da mistura 54

3.4.3 Prensagem dos BTC 55

3.4.4 Cura dos BTC 56

3.5 Ensaios de caracterização mecânica dos BTC 58

3.5.1 Procedimento de ensaio 58

3.5.2 Resultados obtidos e discussão 59

3.6 Desenvolvimento das argamassas de terra 63

3.6.1 Formulações propostas 64

3.6.1.1 Preparação dos provetes 64

3.6.1.2 Procedimentos de ensaios 67

3.6.1.3 Resultados obtidos e discussão 68

3.6.2 Ensaio de espalhamento 71

3.6.3 Ensaios de caracterização mecânica das argamassas 72

3.6.3.1 Resistência à tração por flexão e resistência à compressão 73

3.6.3.2 Resistência à compressão de cilindros e módulo de elasticidade 76

3.7 Considerações finais 83

4 Construção e ensaio dos prismas de btc 85

4.1 Introdução 85

4.2 Ensaio de compressão de prismas de BTC 86

4.2.1 Processo de construção 86

4.2.2 Sistema e procedimento de ensaio 90

4.2.3 Discussão dos resultados 93

4.2.3.1 Modos de rotura 99

4.3 Ensaio de corte de prismas de BTC 105

4.3.1 Processo de construção 106

4.3.2 Sistema e procedimento de ensaio 106

4.3.3 Discussão dos resultados 109

4.4 Considerações finais 122

5 Construção e ensaio das paredes de BTC 123

5.1 Introdução 123

5.2 Processo de construção das paredes 123

5.2.1 Sistema e procedimento de ensaio 128

5.2.2 Discussão dos resultados 133

5.2.2.1 Modos de rotura 137

5.3 Considerações finais 142

6 Considerações finais e Desenvolvimentos futuros 143

6.1 Considerações Finais 143

6.2 Desenvolvimentos futuros 148

Referencias Bibliográficas 151

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 Motivação

A construção em terra está patente em todo o mundo e representa uma grande percentagem do património construído, sendo uma forma de construir bastante antiga. No entanto, apesar das suas inúmeras vantagens a nível económico, ambiental e social, é muitas vezes menosprezada por estar ainda associada à construção de países em desenvolvimento ou à memoria de pobreza económica.

As técnicas da construção em terra são inúmeras e variam de região para região conforme as características de cada lugar. Em Portugal, as mais comuns são: a taipa, o tabique, a alvenaria de adobe e mais recentemente a alvenaria de blocos de terra compactada (BTC). Esta última técnica apresenta vários benefícios em relação às restantes, uma vez que os BTC apresentam um controlo de produção mais rigoroso, são facilmente adaptáveis às necessidades técnicas e à arquitetura de cada local, podem ser utilizados como elementos estruturais ou apenas como elementos de enchimento.

Uma das principais limitações da construção em terra e nomeadamente da produção de BTC, é a dificuldade de se encontrarem solos adequados e a necessidade de se recorrer à sua estabilização através dos diversos métodos existentes. A estabilização através da ativação alcalina de cinzas volantes

é um método relativamente recente, caracterizado por ser económico, ecológico e por conduzir a excelentes resultados a nível de resistência mecânica.

Recentemente, foram estudadas composições para produção de BTC utilizando-se solo residual granítico da região do Minho (norte de Portugal) estabilizado com ativação alcalina de cinzas volantes (Silva et al., 2014). Os BTC produzidos foram submetidos a ensaios mecânicos, nomeadamente de compressão e flexão dos blocos, e compressão e corte de prismas de alvenaria de junta seca. Os BTC apresentaram resistência à compressão próxima dos 12 MPa e à flexão próxima dos 2.3 MPa, cujos valores são significativamente superiores aos exigidos nas normas existentes, nomeadamente, as normas de Espanha (UNE 41410 (2008)) e da Nova Zelândia (NZS 4298 (1998)). Os ensaios de compressão de prismas com junta seca conduziram a valores mais baixos, cerca de 40% do valor obtido com os blocos isolados. Esta diminuição de resistência pode dever-se à existência de pontos de concentrações de tensões entre os BTC que conduzem à rotura precoce do sistema.

1.2 Objetivos do trabalho

Como a ativação alcalina não só aumenta a resistência dos blocos, mas também a sua rigidez, podem surgir eventuais problemas de tensões localizadas nos pontos de contacto entre os blocos, quando utilizada alvenaria de junta seca. Tendo em atenção esta preocupação, pretende-se também desenvolver duas argamassas geopoliméricas de junta horizontal, uma mais flexível e outra mais rígida, para promover um melhor acomodamento do bloco e eliminar os pontos de concentração de tensões. Para avaliar a influência da argamassa no comportamento conjunto dos blocos, serão efetuados ensaios de compressão de prismas e de corte, com e sem utilização de argamassa, bem como ensaios de compressão de paredes, com e sem argamassa.

Este trabalho pretende dar continuidade aos trabalhos que têm vindo a ser desenvolvidos, ou seja, pretende-se avaliar o comportamento de paredes e de prismas de BTC, de forma a compreender o comportamento conjunto dos blocos quando sujeitos a esforços de compressão ou de corte. Pretende-se ainda reforçar o potencial da construção com BTC estabilizados com ativação alcalina de cinzas volantes a nível económico, ecológico e técnico. Assim, o objetivo principal referido anteriormente pode ser desdobrado nos seguintes sub-objetivos:

1. Desenvolver duas argamassas de terra estabilizadas por ativação alcalina de cinzas volantes. Uma argamassa de baixa resistência e com flexibilidade suficiente para absorver as tensões existentes entre os blocos, e outra argamassa com uma resistência próxima da resistência dos blocos, de forma a permitir que a estrutura se comporte quase como uma estrutura monolítica;
2. Compreender e avaliar a evolução temporal da resistência dos BTC e das argamassas de terra desenvolvidas, ao longo do tempo;
3. Perceber o funcionamento de prismas e de paredes estruturais de BTC quando sujeitos a esforços de compressão;
4. Perceber o funcionamento de prismas de BTC quando sujeitos a esforços de corte;
5. Avaliar a influência das argamassas de junta horizontais no desempenho de elementos estruturais de BTC, sujeitos a esforços de corte e de compressão.

1.3 Metodologia

A execução do presente trabalho de investigação começou com uma pesquisa bibliográfica intensiva, que continuou de forma mais ligeira ao longo do desenvolvimento do trabalho experimental. Este método permitiu obter uma clara noção do que tem vindo a ser desenvolvido na área, servindo também como forma de enquadrar o presente trabalho no que já foi realizado a nível nacional e internacional.

Este trabalho é sobretudo de carácter experimental, pois visa gerar conhecimento através de uma aplicação prática e experimental da técnica da ativação alcalina de cinzas volantes na estabilização de solo residual granítico do Minho para a produção de BTC. Além disto, os objetivos estipulados foram conseguidos utilizando-se métodos e recursos laboratoriais.

O desenvolvimento deste trabalho de dissertação começou com a produção dos BTC. Em seguida, foram desenvolvidas as argamassas geopoliméricas para assentamento de alvenaria de BTC. Para isto foram estudadas diversas misturas à base de terra ativadas alcalinamente e escolhidas as que apresentavam características mais próximas do que se pretendia. Nesta fase, as argamassas de junta a utilizar nos prismas e paredes de BTC foram escolhidas com base na sua resistência ao final de 48 horas em cura térmica. Foram também efetuados todos os ensaios para a caracterização da argamassa, nomeadamente o ensaio para a determinação da trabalhabilidade, e a preparação dos

provetes e de cilindros para os ensaios de resistência à compressão, flexão e módulo de elasticidade, com 30, 60 e 90 dias de idade.

Foram construídos prismas e paredes de alvenaria de BTC com junta seca e argamassada (com as argamassas de assentamento desenvolvidas), que foram ensaiados à compressão e ao corte ao fim de 60 dias de cura. Nesta fase, pretendeu-se avaliar a influência da argamassa de junta no desempenho estrutural da alvenaria, nomeadamente para se concluir sobre a eventual vantagem ou necessidade de usar-se argamassa de assentamento.

Adicionalmente, no decorrer do programa experimental, foram ensaiados à compressão séries de três BTC para diferentes idades de cura, de forma a avaliar-se a evolução temporal da sua resistência.

1.4 Organização do documento

O presente documento encontra-se dividido em 6 capítulos, descrevendo-se em seguida o conteúdo de cada um.

O capítulo 1 apresenta os objetivos e a motivação para este trabalho, assim como a metodologia e trabalho experimental desenvolvido.

No capitulo 2 é efetuada uma revisão bibliográfica sobre a construção em terra. Começa-se por apresentar de forma breve a história e a distribuição no mundo e em particular em Portugal, da construção em terra. Depois descrevem-se as principais técnicas utilizadas referindo-se as suas vantagens e desvantagens, sendo apresentada de forma detalhada a alvenaria de BTC, uma vez que é objeto de estudo deste trabalho. Em seguida, é abordada a adequabilidade dos solos, nomeadamente, os principais ensaios expeditos ou laboratoriais para a sua caracterização, as recomendações e normas existentes, e as características do solo residual granítico do Minho. Depois são identificados os principais métodos de estabilização existentes, dando especial atenção à estabilização através da ativação alcalina de cinzas volantes. Neste capítulo efetua-se ainda uma discussão sobre argamassas de terra, em particular sobre argamassas de terra geopoliméricas, e, por fim, são apresentadas algumas conclusões sobre os últimos trabalhos desenvolvidos na Universidade do Minho relativamente a esta temática.

No capítulo 3 é efetuada uma caracterização dos materiais utilizados, assim como do processo de fabrico dos BTC e do desenvolvimento das argamassas de terra. São ainda apresentados os resultados obtidos nos ensaios de compressão dos BTC ao longo da idade de cura, bem como a evolução da resistência à compressão e flexão e do módulo de elasticidade das argamassas.

O capítulo 4 encontra-se dividido em dois subcapítulos. O primeiro referente aos ensaios de compressão dos prismas de alvenaria de BTC, e o segundo referente aos ensaios de corte dos prismas de alvenaria de BTC. Em ambas as partes começa-se por efetuar uma descrição sobre o processo de construção dos prismas, seguindo-se a descrição do sistema e procedimento de ensaio utilizado, e, por último, a discussão dos resultados obtidos.

O capítulo 5 apresenta os ensaios das paredes de alvenaria de BTC e segue uma estrutura semelhante à do capítulo anterior, designadamente efetua-se uma descrição da construção das paredes, do esquema e procedimento de ensaio utilizados, apresentando-se e discutindo-se no final os resultados obtidos.

Por ultimo, no capítulo 6 são apresentadas todas as conclusões sobre os trabalhos efetuados, permitindo dessa forma avaliar a capacidade e a potencialidade desta técnica. São ainda apresentados alguns trabalhos futuros na perspetiva de dar continuidade a este trabalho.

Capítulo 2

A CONSTRUÇÃO EM TERRA

2.1 Introdução

A construção e a manutenção dos edifícios é uma das atividades humanas com maior impacto no meio ambiente. De facto, 50% dos recursos extraídos da natureza são direcionados para a construção, e 50% dos resíduos produzidos no nosso país resultam do sector da construção (Braga e Rocheta, 2008). Existe, por isso, uma grande necessidade de reduzir a energia consumida pela indústria da construção e em encontrar formas de diminuir a poluição que esta acarreta.

A terra, como material de construção, para além de ter associada uma menor energia incorporada, proporciona edifícios com um baixo impacte ambiental e mais sustentáveis. Trata-se de uma matéria-prima ecológica, abundante, acessível, económica e reutilizável (Murta et al., 2010). No entanto, segundo Braga e Rocheta (2008), todo o seu potencial como material para a construção de edifícios ambientalmente mais saudáveis é subaproveitado, pois é necessário complementar o saber empírico do passado, com a arquitetura e os conhecimentos científicos e tecnológicos da atualidade.

Estudos efetuados por Murta et al., (2010) em 3 tipos de habitações unifamiliares diferentes, nomeadamente: i) uma solução com estrutura porticada de betão armado e lajes aligeiradas pré-

fabricadas, ii) uma solução à base de materiais naturais, nomeadamente com paredes resistentes em blocos de terra comprimida e iii) uma solução que contempla a reutilização de madeira proveniente de demolições habitacionais, demonstraram que a habitação que utiliza os BTC como paredes resistentes apresenta uma redução de custos de 40% e uma redução de gastos energéticos e de emissões de CO_2 superior a 75%.

Desta forma, constata-se a importância da investigação e desenvolvimento contínuos sobre este tema, pois a simplicidade e a inesgotabilidade da terra como material de construção contribuem para dissipar as incertezas energéticas futuras tanto para países em desenvolvimento como para países desenvolvidos (Correia, 2006).

2.2 A construção em terra no mundo

A construção em terra está presente em todo o mundo (Figura 2.1). Não se consegue dizer ao certo qual a data exata em que surgiram as primeiras construções em terra, contudo, estima-se que existem há cerca de 10 000 anos, tendo surgido de uma forma natural através da necessidade básica que o ser humano apresenta em se proteger. Quanto mais recuamos no tempo, mais se denota que a terra parece ser o material de construção de eleição, estando associado às épocas de revolução urbana onde foi inúmeras vezes o material de construção utilizado para edificar prestigiosos monumentos de civilizações antigas (Torgal, Eires, e Jalali, 2009).

Figura 2.1: Distribuição da construção em terra no mundo [1].

Atualmente, a terra continua a ser bastante utilizada e, segundo Houben e Guillaud (2008) garante habitação a cerca de 1/3 da população mundial. De acordo com as estatísticas da UNCHS (United Nations Center for Human Settlements), 40% da população mundial vive em habitações de terra (Aurovile Earth Institute, 2014). Apesar dos números apresentados por estes autores não coincidirem e serem reconhecidos como exagerados, verifica-se que o número de pessoas que utiliza habitações edificadas recorrendo a técnicas de construção em terra é ainda bastante significativo.

A versatilidade da construção em terra é notória de região para região, através da utilização de diversas técnicas, conforme o clima, a cultura, a economia da região e, claro, as características da própria terra como material de construção. Importa também referir que a construção em terra surge em cerca de 17% das construções classificadas como património da Humanidade pela UNESCO, entre as quais se encontram os exemplos apresentados na Figura 2.2.

(a)

(b)

(c)

(d)

Figura 2.2: Construções em terra classificadas como património da humanidade pela UNESCO [2]: (a) Torres de Djenné no Mali; (b) Ksar de Ait Ben Hadu em Marrocos; (c) Alhambra em Espanha; (d) Cidade de Bam no Irão.

Particularizando para o caso de Portugal, verifica-se que as principais técnicas utilizadas são a taipa, na zona sul do país, mais propriamente no Algarve e Alentejo, o adobe na zona centro, e o tabique com maior incidência na zona do Alto Douro e Trás-os-Montes, como se pode comprovar pela Figura 2.3. A distribuição geográfica apresentada também permite constatar que a construção em terra no Minho é praticamente inexistente.

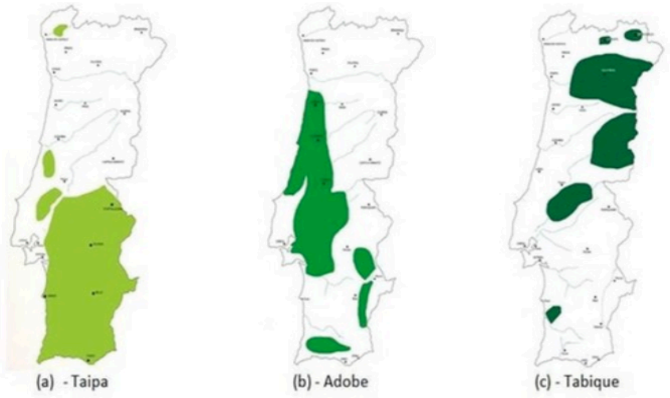


Figura 2.3: Localização das principais técnicas de construção em terra em Portugal Continental [3].

2.2.1 Vantagens da construção em terra

A terra, enquanto material de construção, apresenta diversas vantagens, nomeadamente (Adam e Agib, 2001):

- A nível económico – a utilização da terra como material de construção permite reduzir consideravelmente os custos da construção, já que se trata de um recurso disponível no próprio local ou conseguido a baixos custos;
- A nível energético – como é utilizado localmente com baixos ou reduzidos custos de transporte, e não necessita de ser submetido a qualquer transformação industrial permite uma grande economia em termos de gastos energéticos. Além disso, graças à sua inércia térmica, possibilita reduções significativas em custos de aquecimento e climatização dos edifícios;
- A nível ecológico – como a terra é utilizada em cru, não provoca poluição decorrente do seu tratamento, ao contrário do que acontece com a produção de outros materiais de construção. É também um material totalmente reutilizável o número de vezes que for necessário;

- A nível político – a dependência dos países de terceiro mundo em relação às técnicas e aos materiais importados tem-se tornado um entrave para o seu desenvolvimento. Contudo, no caso da terra como material de construção, este problema não existe, já que este é um material global existente em todo o mundo;
- A nível social – a terra crua permite reduzir os custos da habitação social e permite desenvolver a sociabilização e a autonomia do povo, por ser uma técnica que permite a autoconstrução;
- A nível cultural – a terra permite a adequação da arquitetura às possibilidades de cada cultura e de cada região.

2.2.2 Limitações da construção em terra

Apesar das vantagens inumeradas anteriormente, a construção em terra apresenta algumas limitações (Adam e Agib, 2001). Entre elas: a reduzida durabilidade quando em contacto com a água; a falta de adequabilidade dos solos locais, o que torna imprescindível a sua estabilização; a baixa resistência mecânica quando comparados com os novos materiais; e o facto de continuar associada a construção em países em desenvolvimento, o que faz com que exista pouca legislação sobre esta forma de construção.

2.2.3 Formas de construção em terra

As formas de construção em terra são inúmeras, no entanto existem na generalidade dos casos dois constituintes fundamentais: terra e água. Depois, dependendo de técnica para técnica, podem ser adicionados outros materiais, de forma a facilitar o processo de produção e melhorar as propriedades dos materiais de terra. A construção em terra está associada ao uso de solo local, que naturalmente possui características próprias. Este fator associado ao clima, à economia e à cultura da região conduz a inúmeras técnicas construtivas. Por este motivo, identificar e sistematizar os processos construtivos existentes é muitas vezes um processo de difícil execução (Silva, 2013).

Houben e Guillaud (2008) identificaram 18 métodos principais, e todos eles têm sido utilizados para construir desde pequenos abrigos a grandes palácios, povoando desde pequenas vilas a ostentosas

cidades. Estes 18 métodos podem ser divididos em três grupos distintos, apresentados na Tabela 2.1 e na Figura 2.4.

Entre todas as técnicas enumeradas de seguida, destacam-se as mais usuais: a taipa, o tabique, o adobe e os blocos de terra compactada. Esta última técnica é bastante recente, e não é mais do que uma melhoria relativamente à produção de adobe.

Tabela 2.1: Técnicas de construção em terra identificadas por Houben e Guillaund, (2008).

Estrutura monolítica portante	Estrutura em alvenaria portante	Estrutura de suporte com enchimento de terra
1. terra escavada 2. terra plástica 3. terra empilhada 4. terra moldada 5. taipa	6. blocos apiloados 7. blocos prensados 8. blocos cortados 9. torrões de terra 10. terra extrudida 11. adobe mecânico 12. adobe manual 13. adobe moldado	14. terra de recobrimento 15. terra sobre engradada 16. terra palha 17. terra de enchimento 18. terra de cobertura

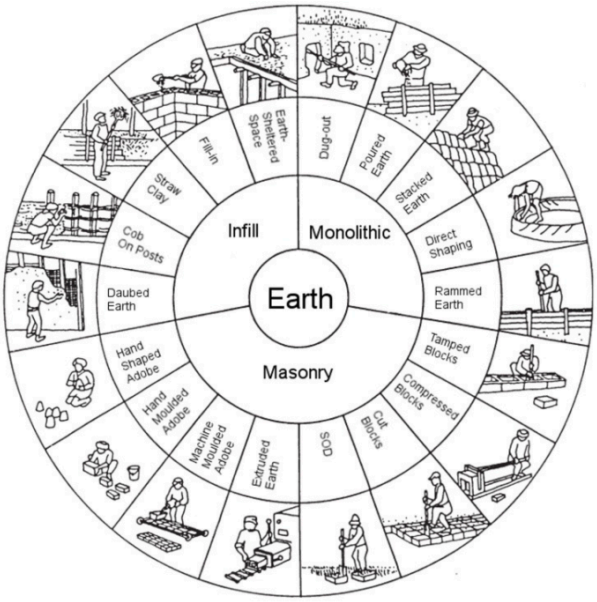
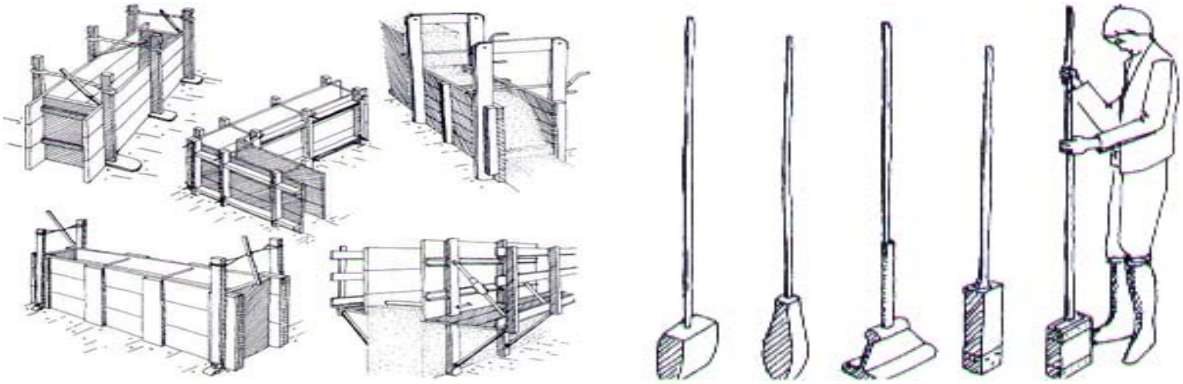


Figura 2.4: Técnicas de construção em terra de acordo com Houben e Guillaud, (2008).

2.2.3.1 Taipa

É uma das técnicas mais utilizadas em Portugal. Consiste em compactar terra húmida dentro de um taipal (cofragem de madeira), de forma a construir paredes monolíticas. A terra é compactada em finas

camadas (entre 10 a 20 cm), até perfazer a altura do taipal (Figura 2.5 (a)), depois este é removido e movido para se compactar o bloco de taipa seguinte. A compactação poder ser realizada manualmente com recurso a um pilão (Figura 2.5 (b)), mas atualmente é frequente o recurso à compactação mecanizada, que torna este processo mais fácil e rápido.



(a) (b)

Figura 2.5: Construção em terra: (a) taipal [4]; (b) pilões [5].

A taipa é uma técnica apropriada para climas quentes e secos, com pouca precipitação, já que o material é pouco resistente à água. Possui uma elevada inércia térmica, dificultando as trocas de calor entre o interior e o exterior. Em relação às outras técnicas, esta é mais fácil de executar, proporcionando uma parede lisa que não necessita de reboco, motivos pelos quais se apresenta como sendo um tipo de construção muito económico. No entanto, apresenta alguns inconvenientes, nomeadamente a fraca estabilidade lateral e a suscetibilidade de ser atacado por roedores (Houben e Guillaud, 2008). Foi uma técnica muito utilizada no passado mas que, aliada às novas tecnologias e à arquitetura moderna, continua muito atual, como se pode verificar na Figura 2.6.

Figura 2.6: Habitação moderna em taipa [6].

2.2.3.2 Tabique

A construção em tabique é uma das técnicas de construção em terra mais antigas (Figura 2.7), continuando a ser muito utilizada por todo o mundo nos dias que correm (Houben e Guillaud, 2008) (Figura 2.8).

Figura 2.7: Habitações antigas em tabique [7] e [8].

Figura 2.8: Habitação moderna em tabique [9].

O tabique consiste numa estrutura de suporte, normalmente em madeira, que é preenchida com terra. À terra de enchimento muitas vezes adiciona-se palha ou casulos de espigas de milho. Neste método construtivo, é a madeira que confere capacidade resistente à estrutura, em que o papel funcional da terra se resume ao de material de enchimento e revestimento, o que torna este método bastante distinto dos restantes.

Em Portugal, as construções em tabique possuem um piso térreo em alvenaria de pedra e os restantes pisos em tabique, já que esta técnica possibilita paredes finas e de baixo peso, em comparação com os

restantes métodos. Muitas vezes, apesar de não estar presente nas paredes exteriores, é possível observar a sua existência em paredes interiores, isto é em paredes de divisão.

Devido à elevada percentagem de matéria orgânica que a terra utilizada possui, apresenta alguns problemas de durabilidade, pois é facilmente atacada por roedores e térmitas (Houben e Guillaud, 2008).

2.2.3.3 Adobe

Os adobes são blocos de terra secos ao sol, produzidos a partir de terra e água que são moldados à mão ou em moldes de madeira ou metal. Em comparação com os outros métodos, a terra utilizada para os adobes é mais argilosa e muitas vezes é adicionada palha, cal e estrume de forma a reduzir a retração e fendilhação provocadas pela secagem ao sol (Houben e Guillaud, 2008) (Jaquin e Augarde, 2012).

(a)

(b)

Figura 2.9: Adobes: (a) secagem de adobes [10]; (b) construção em adobe [11].

Depois de secos, os adobes estão prontos para serem utilizados como alvenaria, para a construção de paredes, arcos e abobadas (Figura 2.9). O assentamento dos adobes é realizado com argamassa à base de terra, preferencialmente a mesma terra utilizada nos adobes, a fim de se obter um melhor comportamento de continuidade entre os materiais. Em termos estéticos, as paredes de adobe podem ficar com os adobes à vista, sem tratamento superficial ou podem ser rebocados com uma argamassa também à base de terra (Torgal et al., 2009).

2.3 Blocos de terra compactada (BTC)

As primeiras experiências de aplicação BTC foram efetuadas na Europa no início do século XIX. Era utilizado um molde de madeira onde se colocava terra húmida e se comprimia com os pés. Anos depois, em 1950, surgiu na Colômbia a primeira máquina para produzir BTC, denominada CINVA ram (Figura 2.10 (a)) (Houben e Guillaud, 2008) (Jaquin e Augarde, 2012).

Os BTC são das técnicas de construção em terra mais utilizadas atualmente. Esta técnica surgiu da evolução do adobe, ou seja, os blocos deixam de ser regularizados manualmente para passarem a ser regularizados por meios mecânicos, através da compactação da terra em moldes. Esta técnica, graças à maior eficiência na eliminação dos vazios e diminuição da porosidade permite aumentar consideravelmente a resistência mecânica dos blocos (Soares, 2013). Além disso, na construção em terra com BTC é possível um maior controlo da qualidade de produção, já que o processo é mais industrializável (Silva, 2013).

Os BTC podem ser utilizados como estrutura portante ou servir de enchimento de uma estrutura portante de madeira ou betão armado. Como os BTC podem ser moldados de diversas formas tornando-os encaixáveis, pode-se reduzir ou mesmo eliminar o uso de argamassa (Torgal e Jalali, 2011).

De uma forma geral, para produzir BTC é necessário colocar terra humedecida numa prensa de ferro, que posteriormente é comprimida manualmente ou de forma automática. Atualmente, existem máquinas que permitem fabricar BTC de diversas formas e dimensões (Figura 2.10 (b)). Depois de compactados, os BTC são deixados a curar ao sol ou em estufas.

(a)

(b)

Figura 2.10: (a) Exemplo de uma prensa CINVA ram [12]; (b) Exemplo de uma prensa automatizada [13].

Muitas vezes, devido às propriedades do solo não serem adequadas, é necessário estabilizar o solo para melhorar as propriedades dos BTC, tanto de resistência como de durabilidade. As técnicas mais comuns de estabilização consistem na adição de cimento ou cal ao solo. No entanto, têm surgido nos últimos anos novas técnicas mais eficientes e ecológicos, como se discutirá adiante.

2.3.1 Vantagens e desvantagens

Para além das vantagens da construção em terra já enumeradas anteriormente, que também são comuns aos BTC, destacam-se agora outras características que tornam esta técnica umas das formas de construir em terra com maior potencialidade (Adam e Agib, 2001):

- Baixo custo de produção, matéria-prima existente no local e mão-de-obra semiqualificada;
- Facilmente adaptável às diversas necessidades técnicas, sociais e hábitos culturais;
- Tecnologia de fácil aprendizagem, exigindo poucas capacidades técnicas;
- O equipamento necessário à produção está disponível na forma de prensas manuais ou hidráulicas; permitindo adaptação à necessidade de produção;
- É possível um controlo na produção, aumentando a qualidade e regularidade, permitindo assim diversos acabamentos.

Contudo, os BTC possuem também algumas limitações:

- Necessidade de uma identificação adequada do solo;
- Impossibilidade de construção de grandes vãos e de edifícios em altura;
- Desempenho mecânico baixo quando comparados com o betão e com outros materiais mais populares;
- Necessidade de algum conhecimento das equipas de trabalho para a produção de BTC de qualidade;
- A subestabilização ou a sobrestabilização pode conduzir a baixa qualidade do produto e a custos acrescidos;
- Falta de regulamentação adequada.

2.4 Adequabilidade dos solos

O material utilizado como matéria-prima na construção em terra, é constituído por partículas de tamanho variável, nomeadamente argilas, siltes e areias que se encontram misturados entre si em proporções variáveis (Torgal et al, 2010). Desta forma, o comportamento de um determinado solo é função da quantidade de argila, silte e areia existentes nesse solo, e também da quantidade de água. Torna-se fundamental então, conhecer as propriedades do solo através de ensaios de caracterização.

2.4.1 Ensaios para a caracterização do solo

Para se verificar se um determinado solo é ou não adequado para a construção em terra, é necessário levar a cabo uma série de ensaios que permitam quantificar as suas propriedades, nomeadamente a sua granulometria, o seu comportamento mecânico e o seu comportamento à deformação para um determinado nível de humidade. Estes ensaios podem ser divididos em ensaios expeditos, a realizar a nível de campo e com um nível de fiabilidade baixo, e ensaios laboratoriais realizados segundo procedimentos normalizados.

2.4.1.1 Ensaios expeditos

Permitem em determinadas situações, tirar algumas conclusões iniciais sobre o tipo de solo existente no local da construção. São ensaios de fácil execução, que não necessitam de equipamentos sofisticados e que podem ser efetuados no próprio local da obra. Têm como objetivo determinar as propriedades qualitativas do solo, fornecendo indicações sobre a sua adequabilidade. É possível destacar os seguintes ensaios utilizados pelo grupo francês CRAterre.

Inspeção visual

Consiste como o próprio nome indica, em efetuar uma análise visual do solo, e determinar características como a angularidade das partículas, que podem ser angulares, subangulares, subarredondadas ou arredondadas, a cor, a forma que pode ser alongada ou plana, e por último, o odor.

Teste do tato

Ao esfregar uma amostra de solos entre as mãos, é possível perceber se se está na presença de um solo arenoso, pelo facto de ser áspero, ou de um solo plástico ou viscoso, por apresentar uma grande quantidade de argilas.

Teste do brilho

Uma bola de solo humedecido, quando cortada por uma lâmina, apresentará uma superfície opaca se existir predominância de silte ou uma superfície brilhante se existir predominância de argilas.

Ensaio de sedimentação

Permite determinar de forma simplificada as frações de argila, silte, areia e gravilha. Consiste em colocar uma porção de solo num frasco com água e agitar, depois deixar em repouso até que as partículas se depositem em camadas conforme o seu peso, ou seja, gravilha, areia, silte e argila, em seguida mede-se a altura de cada camada e determina-se de forma aproximada a composição do solo.

Ensaio do charuto

É utilizado para a determinação da constituição do solo e a sua adequabilidade para a construção em terra, ou seja, permite avaliar qualitativamente a proporção entre as frações que compõem o solo. Consiste em executar um charuto com a mistura húmida e em seguida achatá-lo de forma a formar uma fita. O achatamento irá provocar quebras aos longo da fita, quebras essas, que através do espaçamento que apresentam entre elas, permitem obter uma indicação da adequabilidade do solo para a construção em terra.

Ensaio da bola

Permite avaliar a quantidade de água no solo que é apropriada para a respetiva compactação. Consiste em executar uma mistura com uma determinada quantidade de água, para depois formar uma bola. A bola é deixada cair a cerca de um metro de altura, e conforme o seu impacto com o chão conclui-se se apresenta uma quantidade de água insuficiente, excessiva ou adequada.

Ensaio da resistência seca

Este ensaio, que permite avaliar a coesão do solo, consiste em colocar umas amostras de solo húmido em moldes em forma de discos e deixar secar. Depois de secos, o esforço necessário para partir as amostras indica de forma aproximada a resistência seca do solo.

2.4.1.2 Ensaios laboratoriais

São ensaios mais rigorosos e mais confiáveis que os expeditos, apresentando uma maior necessidade de equipamentos para a sua realização. Geralmente incluem a caracterização geotécnica do solo.

Análise granulométrica

Permite determinar a percentagem de partículas por tamanho presentes numa amostra de solo (LNEC E239-1970). Para tal, são utilizados diversos peneiros, com diferentes tamanhos de abertura da malha, colocados de cima para baixo por ordem decrescente de abertura. Depois de peneirado todo o material regista-se a percentagem retida em cada peneiro, para assim determinar a percentagem de solo de cada dimensão. Todo este processo de peneiração referido permite separar as partículas grossas das finas. No entanto, para avaliar a quantidade de silte e de argila é necessário recorrer ao ensaio de sedimentação (LNEC E196-1966), já que este permite conhecer a quantidade de partículas com diâmetro inferior a 0,075mm. Para isso, o solo é colocado em suspensão num líquido, de forma a ser possível determinar a velocidade de sedimentação, a qual, por sua vez é função do diâmetro das partículas, podendo ser obtida através da lei de Stokes (Torgal e Jalali, 2010).

Limites de Atterberg ou limites de consistência

Permitem avaliar a natureza de um solo, definindo os teores em água que limitam os possíveis estados, sólido, líquido ou plástico, definindo respetivamente o limite de retração, o limite de liquidez e o limite de plasticidade (NP 143-1969). O limite de liquidez corresponde ao teor em água referente à transição do estado plástico para o estado líquido e, para o determinar, prepara-se uma pasta consistente de material que é colocada numa concha de Casagrande onde é aberto um sulco. Assume-se como teor em água necessário, o correspondente, para o qual os bordos interiores do sulco aberto se unem, depois do número de pancadas definido no ensaio. O limite de plasticidade de uma amostra de solo corresponde ao teor em água referente à transição do estado plástico para o estado sólido. O

ensaio consiste em fazer rolar um provete de solo húmido entre a palma da mão e uma placa de vidro, até formar um cilindro. O limite de plasticidade corresponde ao teor em água obtido quando o filamento rompe para um diâmetro de cerca de 3mm (Faria, 2012).

Ensaio de Proctor

Permite obter o teor em água ótimo que corresponde à baridade seca máxima para uma determinada energia de compactação (LNEC E 197-1971). Este ensaio consiste na compactação de várias amostras de solo com diferentes teores em água em moldes com volume normalizado, onde a energia de compactação é controlada quer se use um compactador manual ou mecânico. Regista-se a massa e o volume das várias amostras após compactação, e num gráfico marca-se a massa volúmica seca versus o teor em água, de onde posteriormente se retira o teor em água ótimo que corresponde à baridade seca máxima (Torgal e Jalali, 2010). Quanto maior a energia de compactação utilizada, maior será a baridade seca máxima, e menor será a permeabilidade e porosidade do solo.

Com base nos ensaios enumerados, anteriormente ao longo deste texto, foi efetuado um estudo por Faria (2012) e Silva et al. (2013) com o objetivo de avaliar a adequabilidade dos solos residuais graníticos do norte de Portugal, para a construção em terra.

2.4.2 Normas disponíveis para BTC

Apesar da percentagem da população mundial a viver em habitações edificadas com terra ser significativa, esta prática caiu em desuso nos últimos anos, principalmente nos países desenvolvidos, que preferem materiais modernos como o betão e o aço. De facto, verifica-se uma estagnação em muitos países em relação à construção em terra, nomeadamente em Portugal, onde os métodos de produção deste tipo de elementos ainda se processa de forma rudimentar e arcaica, baseados principalmente no saber empírico das gerações anteriores, e não no conhecimento científico atual.

Prova disso, é precisamente a especificação do LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) para a construção em terra em Portugal que data fevereiro de 1953, e onde Gomes e Folque, (1953) já afirmavam que: *"... há, antes, que destruir o preconceito, de certo modo psicológico, que, contra a*

terra como material de construção, geralmente existe, estudando e porventura melhorando os seus processos de emprego tradicionais, para depois, enobrecido assim o material, o recomendar"

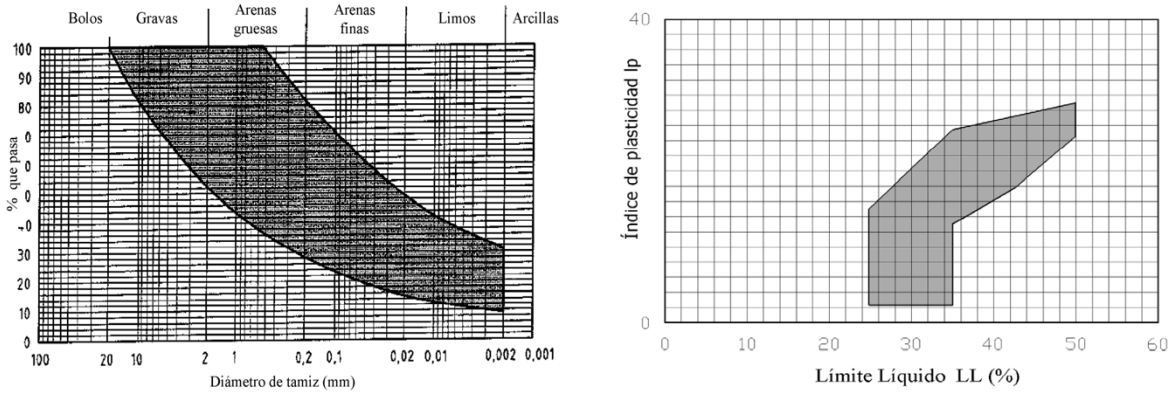
A prática de construção em terra era notória sobretudo na zona de Aveiro, Setúbal, Santarém, Beja e Faro, e limitava-se às técnicas de construção em taipa e em adobe, não estando ainda desenvolvida a utilização de BTC's. A especificação referida anteriormente, recomenda terras argilosas e que de preferência *"formem taludes quási verticais e que explorados à enxada se extraem em pequenos blocos..."*. Quando as terras naturais não mostram a qualidade necessária, há possibilidade de adicionar à terra diferentes componentes, como terras com características diferentes, cal, palha, raízes ou cimento, este último, considerado na altura o mais interessante.

No entanto, em alguns países, as técnicas de construção em terra estão de novo a ganhar importância, principalmente graças aos seus benefícios económicos e ecológicos, cada vez mais valorizados. Existem já alguns países como a Austrália, a Nova Zelândia e os Estados Unidos da América que se apresentam na vanguarda desta técnica, e que nos últimos anos têm desenvolvido regulamentos de forma a normalizar a construção em terra, tentando mitigar as suas limitações e enaltecer as suas vantagens. Assim, o interesse e o desenvolvimento da construção em terra está em contínua expansão, sendo possível referir o caso de países como a Espanha, que apresentando um parque edificado semelhante ao português, começa a ir de encontro às necessidades que se levantam, tentando mitigar as mesmas com a criação novas regulamentações para a utilização da terra como material de construção.

Começando pela análise da norma espanhola UNE 41410 (2008), esta refere que a terra destinada à construção com BTC deve ser essencialmente constituída por cascalho, areia, silte e argila, misturada com água, e opcionalmente com estabilizantes e aditivos. No caso de os aditivos serem cimento, cal ou gesso, a sua percentagem deve corresponder no máximo a 15% da massa seca dos BTC.

As principais características da terra definem-se sobretudo segundo três aspetos:

- Granulometria – deve estar dentro do fuso representado na Figura 2.11 (a). Não se admitem terras com menos de 10% de argilas;
- Tipo de argilas;
- Plasticidade – recomenda-se que a plasticidade da terra esteja dentro da zona a sombreado, apresentado na Figura 2.11(b).



(a) (b)

Figura 2.11: Recomendações da norma UNE 41410 (2008): (a) granulometria; (b) zona aceitável na carta de plasticidade.

A norma espanhola UNE 41410 (2008) para BTC também apresenta alguns critérios quanto à estabilização dos solos, quando estes não apresentam as características necessárias. Assim, a estabilização do solo pode ser química, através do uso de cimento, cal, resinas, silicato de sódio, entre outros, física, através da correção granulométrica ou com fibras, ou mecânica, com uma ação mecânica que aumente a compacidade do solo. No entanto, a escolha dos estabilizantes deve ter em atenção a disponibilidade desse recurso no local da obra, o impacto ambiental que este provoca, os processos tecnológicos que implica e claro a economia dos materiais.

A norma australiana HB 195 (2002) é um pouco mais detalhada, recomendando uma série de ensaios expeditos e laboratoriais para a caracterização do solo. Segundo esta norma, os ensaios expeditos são os seguintes: inspeção visual e ensaio de sedimentação para determinar a composição do solo, ensaio de retenção de água para determinar a composição de finos, ensaio da resistência seca e ensaio do charuto para determinar o teor de argilas, o ensaio da bola para determinar o teor em água para iniciar a compactação, e o ensaio de retração para determinar a plasticidade.

Quanto aos ensaios laboratoriais, é recomendado efetuar uma análise granulométrica e de plasticidade, em comum com as normas espanholas, mas também o ensaio de Proctor, e análises mineralógicas e químicas.

Quanto à necessidade de estabilização do solo, a norma australiana, define uma série de possibilidades, nomeadamente, estabilização com cimento, com cal, com betume, com aditivos

químicos e com fibras. Geralmente, os solos que são adequados para a estabilização com cimento e com betume, também o são para a estabilização química. Neste sentido, é possível indicar que:

- Estabilização com cimento:
  - 45% a 80% de areia e gravilha, com dimensão máxima de 6 mm;
  - 15% a 30% de siltes;
  - Máximo de 25% de argilas;
  - Índice de plasticidade de 2 a 22;
  - Limite de liquidez menor que 40;
  - Retração de 10 a 60 mm.
- Estabilização com betume:
  - 60% a 90% de areia e gravilha, com dimensão máxima de 6 mm;
  - 5% a 30% de siltes;
  - 5% a 10% de argilas;
  - Índice de plasticidade de 0 a 10;
  - Limite de liquidez de 25 a 30.
- Solos inadequados para a estabilização:
  - Solos superficiais;
  - Solos com mais de 2% de matéria orgânica;
  - Solos muitos expansivos;
  - Solos com sais solúveis que possam prejudicar a resistência ou a durabilidade.

Quanto à granulometria dos solos adequados para a utilização em BTC, a norma australiana define as seguintes percentagens: areia e gravilha de 45 a 80%, com dimensão máxima de 10mm, silte de 10 a 30% e argila de 5 a 25%.

2.4.3 Solo residual granítico do Minho

Um solo residual granítico, tem a sua origem na meteorização química e física, como a erosão de rochas, ou seja, resultam da decomposição *"in situ"* das rochas, por ação do vento, da chuva, de ciclos de gelo/degelo, de organismos, etc.

De forma a entender a adequabilidade do solo residual granítico do Minho para a construção em terra, nomeadamente para a sua utilização em BTC, Silva et al. (2013) procederam à sua avaliação e caracterização. Assim, estes autores recolheram amostras do solo de Guimarães (Louredo) e procederam à sua caracterização geotécnica, nomeadamente, análise granulométrica, limites de Atterberg, baridade seca máxima e teor em água ótimo. Os resultados obtidos foram comparados com as recomendações para se verificar se existia, ou não, a possibilidade de utilizar solo residual granítico não estabilizado para a produção de BTC.

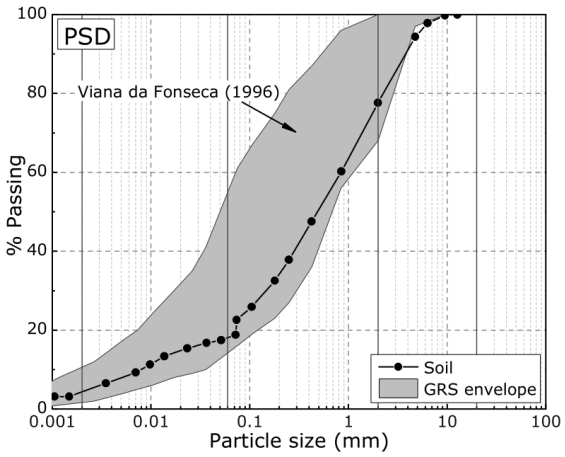
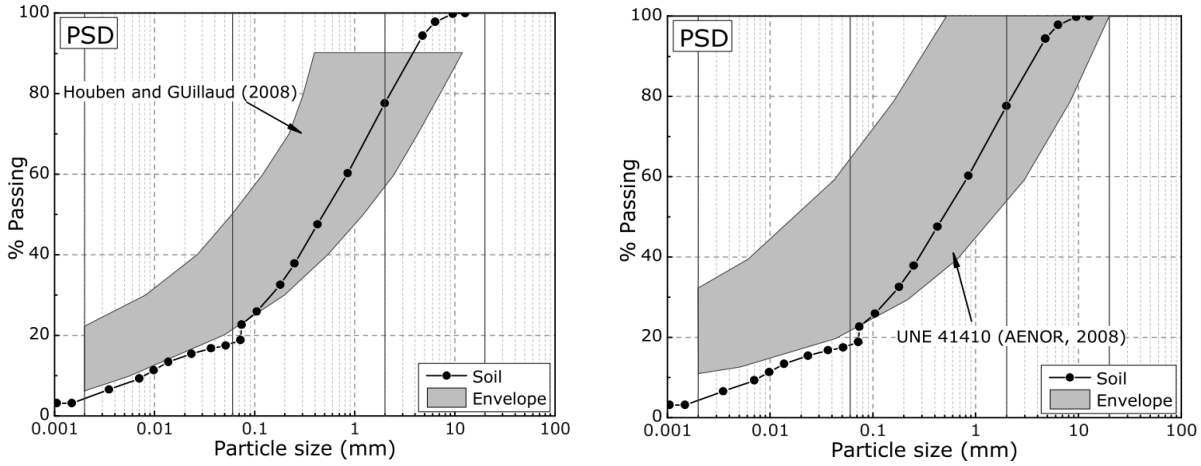


Figura 2.12: Comparação do fuso obtido por Viana da Fonseca (1996) e a curva granulométrica do solo em estudo.

Segundo os autores, a análise granulométrica foi efetuada de acordo com as especificações do LNEC E196 e E239. Inicialmente, foram comparados os resultados obtidos com o fuso dos solos residuais graníticos da zona do Porto apresentado por Viana da Fonseca (1996), e como se pode verificar na Figura 2.12 a maior parte da curva está dentro do fuso. Concluiu-se então que a amostra utilizada é representativa do solo residual granítico do norte de Portugal.

Na análise efetuada por Silva et al. (2013), é ainda possível observar que as amostras recolhidas apresentam uma percentagem de argilas de 4%, de siltes de 14%, de areia de 60% e de gravilha de

22%. Estes resultados foram comparados com o fuso granulométrico recomendados por Houben e Guillaud (2008), tendo sido verificado que o solo apresenta uma percentagem de finos bastante baixa, nomeadamente no que diz respeito à fração argilosa (Figura 2.13). Este valor é também inferior aos valores mínimos recomendados pela norma australiana HB 195 (2002) e pela norma espanhola UNE 41410 (2008), que corresponde respectivamente a 5% e 10%. A norma espanhola, não admite mesmo solo com menos de 10% de argilas na sua composição.



(a) (b)

Figura 2.13: Comparação entre os resultados obtidos e os fusos recomendados: (a) Houben e Guillaud (2008); (b) UNE 41410, (2008).

O baixo teor de argilas pode ter implicações nos BTC, quer a nível de produção, que a nível de resistências, já que esta fração é a principal responsável por conferir coesão inicial ao material. A única característica positiva do solo para a construção em terra, corresponde à dimensão máxima das partículas, que estão dentro do valor recomendado pelas normas referidas, evitando-se a necessidade de peneiração do solo.

A determinação dos limites de Atterberg, também evidencia a reduzida percentagem de finos. O limite de liquidez foi de 28% e o limite de plasticidade não foi possível determinar devido à reduzida percentagem de argila, sendo o solo classificado como não plástico.

A baridade seca máxima obtida pelo ensaio de Proctor foi de 1,71g/cm^3 para um teor em água ótimo de cerca de 12%.

No caso dos solos residuais graníticos do norte de Portugal, a sua adequabilidade para a construção em terra é muito reduzida, ou mesmo inexistente, sendo por isso necessário efetuar a sua estabilização através da utilização de uma das técnicas conhecidas, nomeadamente a estabilização química.

2.5 Técnicas de estabilização

A estabilização de um solo implica uma alteração nas suas propriedades, que podem ser de ordem química, física e biológica. No entanto, devido à grande variabilidade de solos nenhum método será bem-sucedido em mais do que alguns tipos de solos, ou seja, é necessário conhecer muito bem as propriedades do solo, definir as melhorias que se pretendem alcançar, avaliar os custos da estabilização e conhecer as técnicas de construção envolvidas no projeto, para obter os melhores resultados possíveis (Houben e Guillaud, 2008). Assim é possível obter um material de construção mais durável, pelas suas maiores resistências à água, a bactérias e fungos e que apresentam maior resistência mecânica. Além disso, permite reduzir o tempo de cura do material e obter um aspeto mais adaptado às atuais exigências sociais (Jalali e Eires, 2008) .

Na estabilização física, procura-se melhorar as características do solo através de uma melhor arranjo das suas partículas sólidas e/ou recorrendo a correções da sua composição granulométrica. Na estabilização química, as propriedades do solo são modificadas através da adição de produtos químicos, ou seja, as partículas são aglutinadas através de reações químicas e não físicas. Tradicionalmente, os produtos mais utilizados são o cimento e a cal, no entanto, nos últimos anos, devido às crescentes preocupações ambientais e económicas têm sido desenvolvidas novas técnicas, nomeadamente a ativação alcalina de cinzas volantes (Soares, 2013) (Cristelo e Jalali, 2007).

2.5.1 Métodos de estabilização clássicos

2.5.1.1 Cal

O uso de cal, no tratamento de solos para a construção de estradas, é uma das técnicas mais antigas de consolidação.

Ao misturar cal num solo húmido, ocorrem várias reações químicas que provocam a aglutinação das suas partículas e a modificação das suas características. As reações mais importantes durante o processo de estabilização com cal são: a permuta iónica e floculação, a ação da cimentação (ou pozolâmica) e a ação da carbonatação (Coelho et al., 2009).

A permuta iónica faz com que catiões Ca^{2+} se adsorvam à superfície das partículas diminuindo a sua electronegatividade e promovendo a floculação. A ação dos iões cálcio, inicia-se logo após a adição de cal ao solo plástico, deixando a mistura húmida solta a curar. Desta forma, a argila passa a ser formada por partículas de maiores dimensões, perdendo plasticidade, coesão e expansibilidade e aumentando a sua trabalhabilidade (Torgal e Jalali, 2010). A ação de cimentação promove a formação de silicato de cálcio hidratado e de aluminato de cálcio pela reação entre a cal, a sílica e a alumina livres nas partículas de argila, sendo este processo, o responsável pela melhoria das características do solo (Silva, 2013). Por último, a reação de carbonatação é a reação da cal com o dióxido de carbono da atmosfera, e consiste na alteração química do hidróxido de cálcio com o dióxido de carbono em carbonato de cálcio.

A estabilização com cal é particularmente interessante para a estabilização de solos finos com elevado índice de plasticidade, como é o caso dos solos argilosos. Segundo Torgal e Jalali (2010), o material inicia o processo de cimentação, fortifica e torna-se mais granular, podendo assim considerar-se um material agregado com partículas de maior granulometria e maior ângulo de atrito. A estabilidade assim alcançada melhora a resposta do solo em relação aos movimentos de assentamento ou deslizamento, possibilitando a sua aplicação em elementos estruturais, e ainda a sua resistência a ações de meteorização.

A cal assume-se como um estabilizante mais barato e mais sustentável, pelo que é espectável que venha no futuro a ganhar uma utilização superior. No entanto, não é adequada para todos os tipos de solos, tratando-se de um tipo de estabilização que apresenta beneficiação apenas no caso de solos argilosos (Cristelo e Jalali, 2007).

2.5.1.2 Cimento

A adição de cimento é uma das técnicas mais utilizadas para a estabilização do solo usado na construção em terra. Melhora significativamente a resistência e a estabilidade em relação à variação do

teor em água da maior parte dos solos, nomeadamente solos granulares, solos siltosos e solos com argilas pouco plásticas, não sendo, no entanto, adequada à estabilização de solos com apreciável matéria orgânica (Torgal et al., 2009).

O efeito da estabilização é provocado pela introdução de uma matriz cimentícia tridimensional que envolve e se liga às partículas do solo. Esta matriz resulta de reações de hidratação e de reações pozolânicas com a fração de argila. A adição de cimento consegue maior resistência a curto prazo do que a adição de cal, já que as reações de hidratação são muito mais rápidas que as pozolânicas (Silva, 2013).

O cimento é um estabilizante correntemente utilizado no fabrico de BTC. Contudo, a produção de cimento, acarreta um consumo energético significativo e é um forte promotor de poluição, não se apresentando como um material ecológico e sustentável. Devido aos problemas apresentados têm sido realizados estudos de forma a introduzir novos ligantes, como é o caso da aplicação de cinzas volantes.

2.5.2 Métodos de estabilização inovadores

No sentido de melhorar as características do solo, a Universidade do Minho, e a Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, realizaram um estudo sobre a aplicação da ativação alcalina de cinzas volantes para estabilizar o solo residual granítico da região do Minho, de forma a aumentar a suas características mecânicas.

Este estudo teve particular interesse também do ponto de vista ambiental, já que os materiais utilizados para promover a melhoria do solo, apresentam baixos valores de emissões de CO_2, quer pela sua utilização, quer pelo seu processo de fabrico, apresentando, ainda a vantagem da incorporação de um resíduo resultante da queima de carvão (Soares, 2013).

2.5.2.1 Cinzas volantes

As cinzas volantes são um resíduo resultante da fusão e calcinação das impurezas minerais incombustíveis contidas no carvão que foi queimado numa central termoelétrica. São constituídas por partículas esféricas de pequenas dimensões que variam entre 1 μm e 100 μm e apresentam uma

superfície específica com valores compreendidos entre 250 m^2/kg e 600 m^2/kg. Devem a sua designação ao facto de serem captados por precipitação electroestática, das poeiras contidas no fumo resultante da queima de carvão e por serem partículas extremamente leves, que na ausência de um sistema de filtragem seriam arrastadas para a atmosfera.

Como as cinzas volantes apresentam propriedades pozolânicas importantes, são largamente utilizadas como aditivos em argamassas e betões. Para além de contribuírem consideravelmente para a redução dos custos de fabrico do betão e argamassas, ainda lhe proporcionam maior resistência e durabilidade.

As cinzas volantes são importantes para o processo de ativação alcalina, pois ao serem constituídas maioritariamente por dióxido de silício (SiO_2), óxido de alumínio (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3), representam uma fonte de silício e alumínio. Exibem também atividade pozolânica reagindo à temperatura normal e em presença de água com o hidróxido de cálcio e com o alcali para formar hidratos de silicato de cálcio, responsável pela capacidade de presa.

Em função da sua composição, as cinzas volantes podem ser classificadas em classe C e F. As cinzas da classe C, apresentam alto teor de cálcio e características aglomerantes. Por outro lado, as cinzas da classe F, apresentam baixos teores de cálcio, e propriedades não aglomerantes, necessitando de um agente de cimentação como o cimento, a cal viva, a cal hidratada ou, em alternativa, um ativador químico, como o silicato de sódio, que poderá conduzir à formação de um geopolímero (Soares, 2013).

2.6 Fundamentos da ativação alcalina

Segundo Teixeira Pinto (2002), a ativação alcalina ou geopolimerização apresenta-se como uma técnica inovadora com enormes potencialidades. Permite incorporar todo o tipo de resíduos ricos em sílica e alumina na obtenção de bases ligantes, estas matrizes cimentícias aumentam a capacidade de confinamento de resíduos tóxicos radioativos, metais pesados, etc.

Quando se compara o desempenho das argamassas usadas atualmente, com as argamassas presentes em alguns monumentos antigos, verifica-se que as argamassas antigas apresentam melhor comportamento, nomeadamente maior resistência à ação de ácidos, bases e a ciclos de gelo-degelo, ou de molhagem-secagem. Estas são situações em que a capacidade e a permeabilidade à água

desempenham um papel relevante. Por isto, tornou-se necessário investigar a natureza destas argamassas antigas, para se poder melhorar as argamassas atuais.

Descobriu-se então, que a durabilidade dos ligantes antigos se deve fundamentalmente, à sua constituição, formada em grande parte por uma matriz de natureza zeolítica, ou seja, por minerais cristalinos naturais, compostos por alumino-silicatos hidratados de metais alcalinos (Na, K) e alcalinoterrosos (Ca, Mg), que se formam essencialmente quando as cinzas volantes se depositam em ambientes fortemente alcalinos (Teixeira Pinto, 2006).

2.6.1 Estrutura química dos geopolímeros

De um ponto de vista químico, os geopolímeros apresentam a mesma constituição que os zeólitos, ou seja, apresentam-se como sendo zeólitos de alumino-silicatos-hidratados divergindo apenas no aspeto da estrutura que não é cristalina, mas sim amorfa. São constituídos por uma malha tridimensional em que os átomos de silício alternam com os de alumínio em coordenação tetraédrica, compartilhando todos os oxigénios (Figura 2.14).

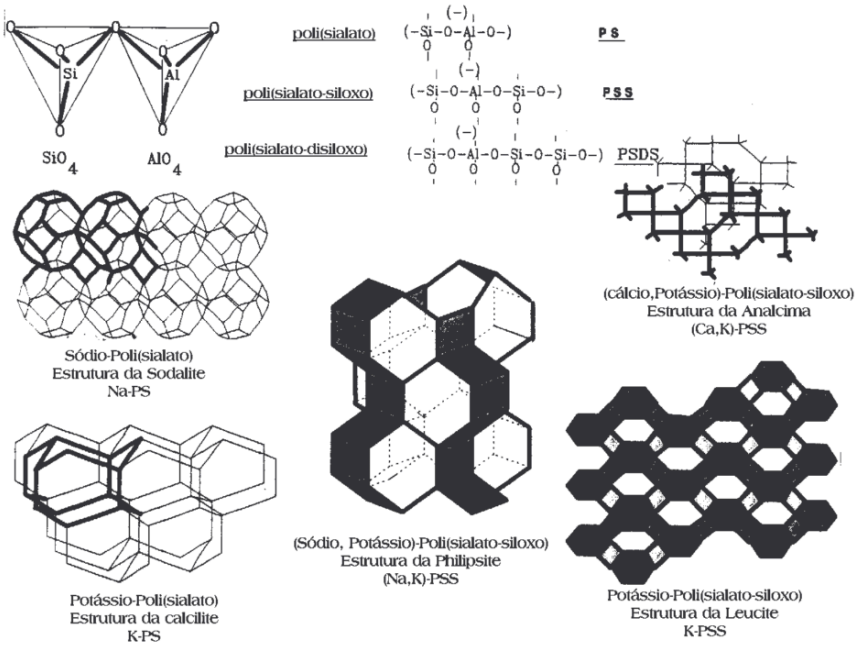


Figura 2.14: Organização espacial dos geopolímeros (Teixeira Pinto, 2002)

Como o alumínio (Al^{3+}) e o silício (Si^{4+}) estabelecem 4 ligações com 4 átomos de oxigénio (O^{2-}), dispostos nos vértices de um tetraedro imaginário, gera-se um défice de carga de 5- no alumínio e de 4- no silício que tem que ser compensada com catiões do tipo N^{+}, K^{+}, Mg^{2+} ou Ca^{2+} para se alcançar o equilíbrio elétrico da matriz.

Como se sabe, o processo associado à hidratação de cimento envolve, basicamente, a formação de silicatos de cálcio hidratados e hidróxido de cálcio. Os materiais com comportamento pozolânico, quando adicionados ao cimento, combinam-se com o hidróxido de cálcio, dando origem a géis silicatados, que são os principais responsáveis pelo desempenho mecânico da matriz cimenticia. Com isto, conclui-se que as adições pozolânicas contribuem para um acréscimo de resistência mecânica e garantem, ainda, maior durabilidade e menores problemas de retração.

Na síntese dos geopolímeros, as pozolanas ou os materiais com propriedades pozolânicas, são usados como reagentes principais. No entanto, o desenvolvimento da reação é bastante diferente, sendo que neste caso, se procura a interação do material pozolânico, constituído por alumino silicatos com um meio fortemente alcalino. Nas reações de geopolimerização os materiais pozolânicos são essenciais, não existindo, em princípio, qualquer intervenção do cimento.

De forma geral, a ativação alcalina ou geopolimerização consiste numa reação de hidratação de alumino-silicatos com substâncias alcalinas ou alcalinoterrosas do tipo:

- Hidróxidos (ROH, $R(OH)_2$);
- Sais silicatados do tipo ($R_2(n).SiO_2$);
- Sais de ácidos fracos (R_2CO_3; R_2S; R_2F);
- Sais de ácidos fortes (Na_2SO_4, $CaSO_4.2H_2O$)

Onde R é um ião do tipo Na, K ou Li (Teixeira Pinto, 2002).

2.6.2 Propriedades e aplicações dos geopolímeros

Uma das principais vantagens dos geopolímeros está na sua inércia química, face à maior parte das agressões ambientais, apresentando níveis muito baixos de lixiviação por águas correntes e valores de permeabilidade baixos quando comparados com outros materiais correntes.

Quanto às propriedades mecânicas, os geopolímeros, dependendo das condições de cura, apresentam valores de resistência à compressão simples da ordem dos 50 a 80MPa, e de resistência à flexão-tração na ordem dos 7 a 8 MPa (Teixeira Pinto, 2002).

Os geopolímeros podem ser aplicados em produtos similares aos que normalmente são produzidos com cimentos. As principais aplicações são: realização de betões de fundação, em estacas, sapatas e todo o tipo de obras subterrâneas, bases de pavimentos, estruturas em contacto com meios agressivos, revestimentos de estruturas degradadas, muros de suporte e ainda confinamento de matérias perigosas (Teixeira Pinto, 2002).

Quanto ao processo de implementação desta tecnologia, é possível referir que os processos de fabrico ou controlo não são complexos. No entanto, tal como no fabrico do betão, há determinados requisitos de mistura, compactação e cura, a respeitar. Além disso, é necessário conhecer a composição química dos resíduos utilizados, pois a composição e a taxa do ativador dependem disso (Teixeira Pinto, 2006).

2.7 Argamassas de terra

As argamassas de terra foram amplamente utilizadas no passado, e em algumas regiões a população continua a fazer uso dos saberes empíricos desse tempo. No entanto, nos países desenvolvidos e principalmente na Europa a sua utilização caiu em desuso (Faria, Santos, e Silva, 2014).

As argamassas de terra, assim como os BTC apresentam imensas vantagens, principalmente a nível ecológico, apresentando um ciclo de vida muito positivo, uma vez que não necessitam de muita energia para o seu fabrico, utilizam um recurso inesgotável e contribuem para uma maior salubridade no interior dos edifícios (Eires et al., 2014).

Normalmente a argamassa utilizada em alvenaria de BTC, é constituída pelo mesmo solo utilizado nos BTC, promovendo assim, uma forte compatibilidade entre os materiais, já que apresentam ambos comportamento e durabilidade semelhantes. Desta forma, uma argamassa de terra consiste numa mistura de terra crua com granulometria mais fina e com água. A coesão deste tipo de argamassa depende essencialmente da fração de argila presente no solo ou do aditivo utilizado para estabilizar o mesmo. É desta forma possível referir que, tal como existe a possibilidade de estabilizar o solo utilizado para o fabrico dos BTC, também o solo utilizado para o fabrico da argamassa poderá sofrer tal

beneficiação, de forma a melhorar as suas características. Esta melhoria poderá ser processada de diversos modos, nomeadamente, adição de cimento, cal, fibras, outros solos, cinzas volantes, entre outros métodos. Os materiais utilizados devem ser escolhidos de modo a que as características da argamassa final cumpram determinados requisitos especificados nas normas existentes.

No estado fresco das argamassas é importante determinar a massa volúmica aparente da argamassa (EN 1015-6) e a sua trabalhabilidade através do ensaio de espalhamento (EN 1015-3). Quanto à avaliação do comportamento mecânico no estado endurecido é importante determinar a resistência à tração por flexão e compressão (EN 1015-11) e o módulo de elasticidade (Mohamad et al., 2007). A norma (EN 998-2) define 7 classes de resistência à compressão e que se encontram apresentadas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Classes de resistência à compressão para argamassas segundo EN 998-1.

Categoria	M1	M2,5	M5	M10	M15	M20	M d
Resistência à compressão (MPa)	1	2,5	5	10	15	20	d

d é a classificação atribuída as argamassas com resistência à compressão superior a 25MPa.

É bastante comum verem-se edifícios em terra, onde foram utilizadas argamassas de uso corrente incorporando cimento, com o objetivo de tentar reparar danos correntes da degradação dos edifícios. No entanto, esta prática levou ao aparecimento de novos problemas, nomeadamente, a incompatibilidade dos materiais (Gomes, Gonçalves, e Faria, 2012).

No passado, eram utilizadas argamassas de terra para este fim, mas a experiência do seu uso foi-se perdendo. Desta forma, torna-se cada vez mais importante e imprescindível o estudo e o desenvolvimento contínuo de argamassas compatíveis com as construções em terra, e que preferencialmente utilizem recursos ecológicos e económicos no processo de melhoria das suas características, como é o caso da ativação alcalina de cinzas volantes.

2.7.1 Estudos anteriores com argamassas de terra e argamassas geopoliméricas

Nos últimos anos têm sido efetuados vários estudos com argamassas de terra, no sentido de melhorar a sua capacidade resistente e durabilidade através da adição de cal, cinzas volantes, fibras naturais, entre outros.

Gomes, Gonçalves, e Faria (2012) efetuaram uma análise experimental de argamassas de terra estabilizadas com cal e com fibras naturais, com o objetivo de reparar anomalias existentes em paredes de taipa antigas. Verificaram que, em geral, a adição de fibras não afetou o módulo de elasticidade dinâmico das argamassas, mas aumentou a sua resistência à compressão, não se verificando a mesma tendência para a resistência à flexão. Quanto à influência do ligante, foi verificado pelos autores que à medida que se aumenta a percentagem de ligante, a resistência à compressão e à tração por flexão também aumentam. Além disto, a adição de fibras tem uma grande influência na diminuição da retração linear e volumétrica das argamassas.

Num estudo semelhante efetuado por Eires et al. (2014), é possível observar que a incorporação das fibras naturais 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. Além disso, a incorporação das fibras, contribui para uma maior durabilidade deste tipo de argamassas aumentando o seu desempenho em termos de resistências mecânicas, absorção, secagem e retração.

Com o objetivo de reabilitar e restaurar edifícios de alvenaria antigos de forma ecológica e sustentável, Mobili, Bitetti, e Tittarelli (2014), efetuaram uma comparação entre argamassas estabilizadas com cimento e argamassas geopoliméricas, com a mesma classe de resistência e trabalhabilidade. Neste estudo, foram comparadas argamassas com diferentes percentagens de cimento e com diferentes percentagens de cinzas volantes e concentrações de ativador. Nos ensaios de compressão e flexão de prismas das diferentes argamassas aos 2, 7 e 28 dias de idade, foi verificado que nos primeiros dias as argamassas que utilizavam cimento como ligante apresentavam maiores resistência que as argamassas geopoliméricas. No entanto, no final de 28 dias, as argamassas geopoliméricas apresentavam um grande aumento de resistência, enquanto as argamassas de cimento mantinham a sua resistência quase constante. Além disto, no conjunto das diferentes argamassas geopoliméricas foi

verificado que o parâmetro mais importante e com maior impacto na resistência do material é a concentração do hidróxido de sódio. Esta conclusão por parte dos referidos autores foi possível pois para uma percentagem de cinzas de cerca de 40%, a argamassa com uma concentração de hidróxido de sódio de 5 molal apresenta uma resistência próxima de 12MPa e a argamassa com a mesma percentagem de cinza e uma concentração de hidróxido de sódio de cerca de 12 molal apresenta uma resistência à compressão de aproximadamente de 45MPa.

Prosseguindo com as argamassas geopoliméricas, Görhan e Kürklü (2013), estudaram a influência da concentração de hidróxido de sódio e do tempo e da temperatura de cura em argamassas estabilizadas com cinzas volantes. Também estes autores verificaram que a concentração do hidróxido de sódio é um fator muito importante na resistência mecânica das argamassas. Foram desenvolvidas composições de argamassa com uma concentração de hidróxido de sódio de 3, 6 e 9 molal que estiveram sujeitas a diferentes tempos de cura, 2, 4 e 24 dias e a diferentes temperaturas, 65°C e 85°C. Depois de realizados os ensaios de flexão e compressão em prismas, foi verificado que quanto maior o tempo e a temperatura de cura maior é a resistência atingida pelas argamassas geopoliméricas. No entanto, apesar de ter sido verificada a grande influência da concentração do hidróxido de sódio nas misturas, a argamassa que apresentou maior resistência à compressão, foi a argamassa com uma concentração de 6 molal, apresentando cerca de 22MPa de resistência.

Em conclusão, as argamassas de assentamento de alvenaria têm como função principal acomodar pequenas irregularidades da superfície de acabamento e da forma dos blocos, promovendo assim mais estabilidade à estrutura, e sendo responsáveis por melhorar consideravelmente a resistência à compressão e ao corte. Como visto anteriormente, as argamassas para a construção em terra podem ser estabilizadas de diferentes formas, desde a utilização de cimento, cal, fibras, cinzas volantes, entre outros. No entanto, deve ter-se sempre em consideração a compatibilidade dos materiais (Adam e Agib, 2001).

2.8 Estudos anteriores com BTC na Universidade do Minho

Nos últimos anos, a construção em terra tem sido alvo de um grande interesse por parte da comunidade académica, sobretudo devido aos aspetos ecológicos, económicos e sociais que caracterizam este tipo de construção. Desta forma, a Universidade do Minho tem vindo a desenvolver

uma série de investigações em torno desta temática, nomeadamente através do estudo de formas de estabilização dos solos para BTC, desde o cimento até ao reaproveitamento e incorporação de resíduos industriais.

2.8.1 BTC estabilizados com Cimento

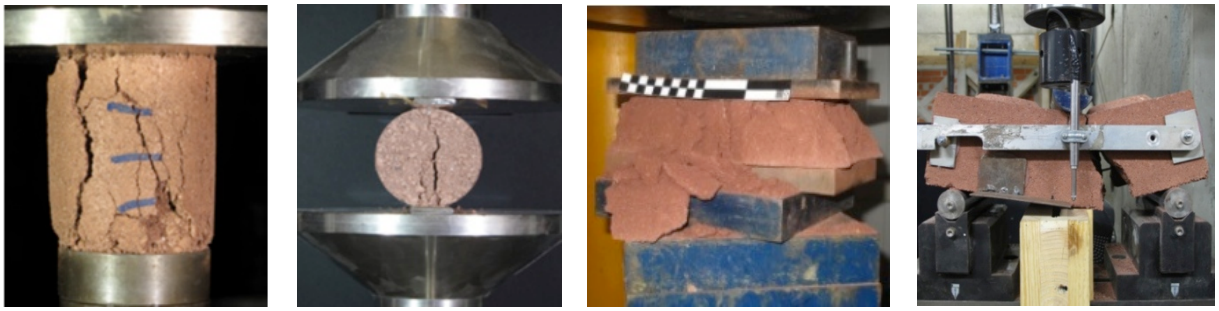
O trabalho desenvolvido por Sturm, Ramos, e Lourenço (2014) no decorrer do projeto HiLoTec, focava-se no desenvolvimento de um sistema construtivo com blocos de terra compactada com junta seca, para implementar em países em desenvolvimento, nomeadamente no Malawi. Os blocos possuem uma geometria que permite que estes sejam encaixáveis, não necessitando de argamassa, e além disso possuem dois furos que permite aligeirar o seu peso e ainda a passagem de cablagens ou o reforço com armaduras caso seja necessário. O objetivo deste sistema construtivo era ser facilmente adaptável ao local e aos materiais ai existentes, e com um sistema de construção simples e fácil.

O solo em análise no referido trabalho, proveniente do Malawi, possuía uma baixa percentagem de argilas (≈5%) e necessitava de ser estabilizado com cimento de forma que se processasse a coesão das partículas e que fosse possível atingir uma tensão de rotura à compressão de cerca de 2MPa. Como a quantidade de solo necessária para efetuar toda a campanha experimental era muito grande, foi utilizado um solo português muito semelhante que foi estabilizado com 5% de cimento e com 10% de caulino, de forma a obter a mesma trabalhabilidade do solo do Malawi, essencial no processo de fabrico dos BTC.

Para avaliar o comportamento dos materiais foram efetuados diversos ensaios que se podem agrupar em 4 grupos (Sturm, Ramos, e Lourenço, 2013):

- Compressão e tração indireta de pequenos cilindros de material dos BTC (Figura 2.15 (a) e (b)) – com o objetivo de caracterizar as propriedades do material estabilizado no fabrico dos BTC e como forma de controlo de qualidade destes, foram retiradas amostras de mistura de BTC durante todos os dias de produção dos mesmos. Estes cilindros eram comprimidos com cerca de 2MPa de pressão de forma a simular a pressão exercida pela prensa de fabrico de BTC;
- Compressão e flexão de BTC (Figura 2.15(c) e (d)) – a compressão de BTC é um método básico e universal que permite avaliar a resistência e a qualidade de unidades de alvenaria. Como forma de comparação, foram ensaiados BTC fabricados com o solo do Malawi e BTC

fabricados com o solo de Portugal. No ensaio de flexão, os BTC são colocados sobre apoios cilíndricos e é aplicada carga sobre um outro apoio colocado no topo e a meio vão do bloco, de forma a obter a tensão de flexão destes.



(a) (b) (c) (d)

Figura 2.15: Ensaios de unidades: (a) compressão de cilindros; (b) tração indireta de cilindros; (c) compressão de BTC; (d) flexão de BTC (Sturm et al., 2013).

- Compressão de prismas com 5 BTC e de paredes de alvenaria de BTC (Figura 2.16 (a) e (b)) – a compressão de prismas de alvenaria é um ensaio fácil de executar, mas que não replica todo o sistema de alvenaria, ao contrario dos ensaios das paredes, que representam pequenas paredes de alvenaria.
- Corte de prismas com 3 BTC (Figura 2.16 (c)) – este ensaio é essencial para avaliar a interface entre as juntas de BTC.

(a) (b) (c)

Figura 2.16: Ensaio de alvenaria: (a) compressão de prismas de BTC; (b) compressão de paredes de BTC; (c) corte de prismas de BTC (Sturm et al., 2013).

Em todos os ensaios de compressão, a tensão de compressão é obtida dividindo a carga vertical pela área da secção do provete, e o módulo de elasticidade é obtido pela reta tangente traçada na zona linear do gráfico tensão-extensão. Os resultados obtidos, são apresentados de forma sumária na tabela seguinte:

Tabela 2.3: Resultados obtidos por Sturm et al. (2013).

Tipo de amostras	Propriedade em avaliação	Resistência (MPa)	Modulo de elasticidade (MPa)
Cilindros	Compressão	1,10	106
Cilindros	Tração indireta	0,06	_
BTC	Compressão	2,34	163
BTC	Flexão	0,21	_
Prismas com 5 BTC	Compressão	0,87	129
Paredes de alvenaria de BTC	Compressão	0,53	102
Prismas com 3 BTC	Corte	0,035	_

Segundo os autores, os resultados obtidos são um pouco mais baixos do que os normalmente encontrados na literatura, e a razão para este facto pode dever-se ao solo recolhido no Malawi ser de um possível local de construção e não de um local com solo selecionado para a produção de BTC. Ainda assim, a maioria dos resultados obtidos corresponde ou pelo menos aproxima-se bastante, dos exigidos nas normas.

2.8.2 BTC estabilizados com resíduos industriais – Lamas de ETA e cinzas volantes

Silva et al. (2014) estudaram a possibilidade de se produzirem BTC com solo residual granítico do norte de Portugal. No entanto, como este solo não é adequado e requer estabilização química, foi realizado um estudo sobre a composição dos BTC envolvendo estabilização por adição de cimento e

por ativação alcalina de cinzas volantes e de lamas proveniente de uma estação de tratamento de águas.

A estabilização com cimento serve basicamente como referência, sendo a ativação alcalina o método de estabilização em foco neste trabalho, uma vez que em trabalhos anteriores com construção em taipa, demonstrou bons resultados em termos de comportamento mecânico.

Antes de se proceder à produção de BTC, as três misturas propostas foram testadas através do ensaio de compressão de cilindros com cerca de 70mm de diâmetros e 140mm de altura. Assim, foram realizadas misturas estabilizadas com 2,5 e 5% de cimento, misturas estabilizadas por ativação alcalina de cinzas volantes com 10 e 15% de cinzas e misturas estabilizadas por ativação alcalina de lamas de ETA com 10 e 15% de lamas.

Os resultados dos ensaios de compressão dos cilindros estão apresentados na tabela seguinte, e correspondem à média de 3 amostras.

Tabela 2.4: Resultados obtidos para as misturas testadas (Silva et al., 2013).

Mistura	Resistência à compressão (MPa)				
	Idade (dias)				
	7	28	60	90	180
SC 2.5	0,11 (5%)	0,34 (1%)	0,49 (2%)	0,51 (3%)	0,51 (3%)
SC 5.0	0,69 (4%)	1,20 (5%)	1,31 (7%)	1,49 (4%)	1,73 (1%)
SFA 10.0	0,74 (1%)	1,40 (7%)	1,23 (4%)	1,85 (1%)	3,91 (6%)
SFA 15.0	0,83 (9%)	3,08 (10%)	3,35 (3%)	2,33 (10%)	4,71 (8%)
SS 10.0	_	_	_	1,87 (3%)	_
SS 15.0	_	_	_	1,50 (7%)	_

Comparando os resultados aos 90 dias verifica-se que os provetes estabilizados por ativação alcalina de cinzas volantes são os mais resistentes, e os provetes estabilizados por adição de cimento são os menos resistentes. Verifica-se também que no caso dos provetes estabilizados por ativação alcalina de cinzas volantes, a resistência entre os 90 e os 180 dias apresenta um grande aumento, mostrando que a evolução da resistência nas cinzas volantes é mais lenta, ao contrário do que acontece com a estabilização com cimento, onde a resistência começa a estabilizar ao fim de cerca de 60 dias.

Depois de selecionada a melhor forma de estabilização do solo residual granítico do Minho, estabilização alcalina de cinzas volantes, Silva et al. (2014) procederam à produção de BTC com 10% e 15% de cinzas volantes, com a mesma geometria proposta pelo estudo levado a cabo por Sturm et al., (2014). A estabilização alcalina com lamas de ETA mostrou-se pouco adequada, pois para além de conduzir a valores de resistência mais baixos, conduzia a BTC com pouca coesão, que se desagregavam ao longo do processo de fabrico e de cura.

As propriedades dos BTC foram testadas ao fim de cerca de 180 dias a partir do momento da sua produção, através de ensaios de compressão e de flexão de BTC (Figura 2.17 (a) e (b)), compressão de prismas de 5 BTC (Figura 2.17(c)) e corte de prismas com 3 BTC (Figura 2.17 (d)).

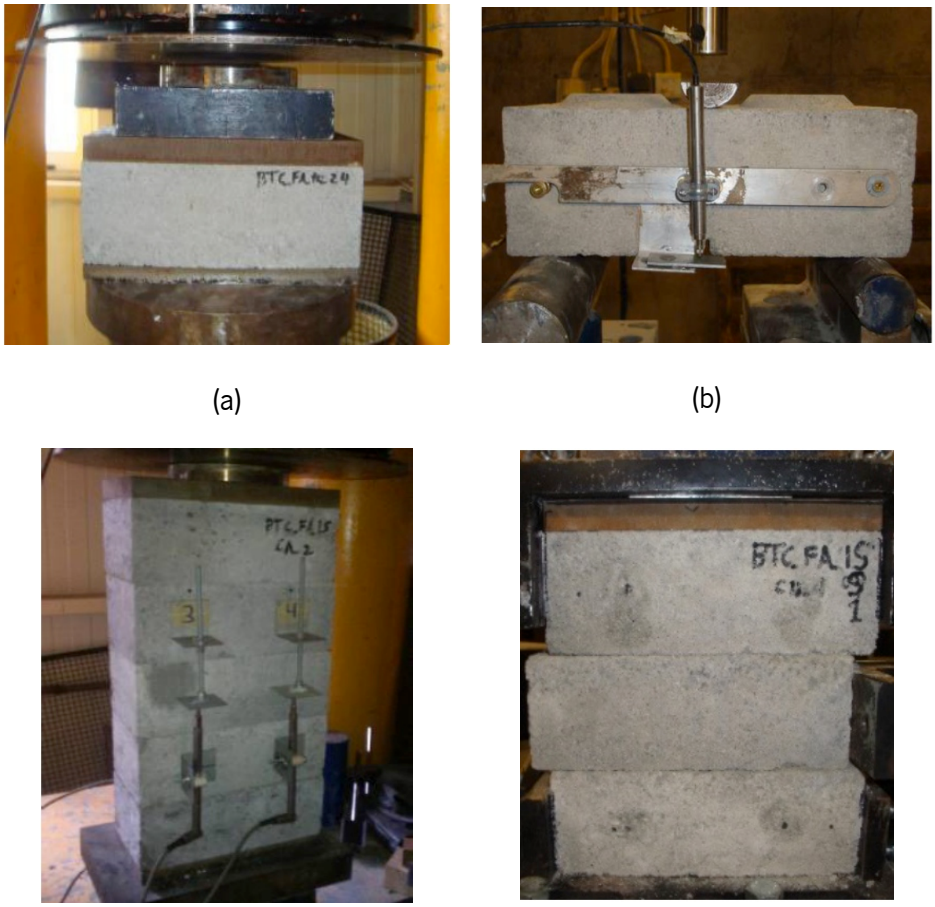


Figura 2.17: Ensaio realizado por Silva et al. (2013): (a) compressão de BTC; (b) flexão de BTC; (c) compressão de prismas; (d) corte de prismas.

Os resultados obtidos estão apresentados de forma sumária na Tabela 2.5. Como espectável, os BTC com 15% de cinzas volantes apresentam valores de tensão de rotura mais elevados em todos os ensaios, já que estes possuem maior percentagem de ligante. Ainda assim, os valores obtidos para os BTC com 10% de cinzas são bastante superiores aos valores recomendados pelas normas.

Quanto à compressão de prismas, a inexistência de argamassa de junta pode conduzir a pontos de concentrações de tensões entre os BTC, fazendo com que a resistência dos prismas seja bastante mais baixa do que a resistência dos BTC.

No ensaio de corte com prismas com 3 BTC, verifica-se que quanto maior o nível de confinamento do material, mais frágil é o comportamento do mesmo. Além disso, os prismas de BTC com 15% de cinzas exibem um comportamento mais linear do que os prismas com 10% de cinzas, pois possivelmente para estes últimos o nível de confinamento é demasiado elevado.

Tabela 2.5: Resultados obtidos por Silva et al. (2013) e Silva et al. (2014).

	Tensão (MPa)	
	10% de cinzas volantes	15% de cinzas volantes
Compressão de BTC	8,8	12,0
Flexão de BTC	1,8	2,3
Compressão de prismas	3,3	4,6
Resistência ao corte inicial	0,2	0,17

2.9 Considerações finais

Depois de efetuada a revisão bibliográfica foi possível compreender melhor as circunstâncias da construção em terra, e principalmente as técnicas e especificidades da construção com BTC, permitindo delinear uma melhor estratégia e planos de trabalhos para este estudo.

A terra, enquanto material de construção pode realmente contribuir para a sustentabilidade da industria da construção, não apenas pela razão económica da energia envolvida nos processos de fabrico, mas também pelas vantagens ecológicas e sociais que envolve. Este facto tem-se refletido na crescente procura sobre esta temática por parte de engenheiros e arquitetos.

A construção com BTC apresenta inúmeras vantagens, sendo este um método bastante versátil e prático. Existem, no entanto, alguns aspetos muito importantes a ter em conta na construção com BTC, nomeadamente, a seleção de um solo adequado, a escolha de um método de estabilização eficaz e a aplicação de uma pressão de compactação apropriada aquando da produção dos BTC.

A estabilização do solo com ativação alcalina de cinzas volantes revelou-se um método muito eficaz para a produção de BTC com solo residual granítico do Minho. No entanto, deve ainda continuar a ser explorada no futuro.

Capítulo 3

CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E PROCESSO DE FABRICOS DOS BTC E DAS ARGAMASSAS DE TERRA

3.1 Introdução

O capítulo 3 inicia-se com a apresentação da caracterização dos diferentes materiais necessários à produção dos BTC, nomeadamente o solo residual granítico, as cinzas volantes e o ativador alcalino, à qual se segue a descrição do processo de fabrico dos mesmos.

Adicionalmente, são apresentados os resultados dos ensaios de compressão de BTC individuais com diferentes idades.

Por último, este capítulo apresenta ainda o processo de desenvolvimento das argamassas de assentamento de BTC compostas por terra e por um ligante geopolimérico, bem como os respetivos ensaios de caracterização realizados, nomeadamente ensaios de resistência à flexão e compressão e ensaio de espalhamento.

3.2 Descrição dos materiais utilizados

Os BTC têm como base da sua constituição a terra, a água numa proporção adequada e eventualmente um estabilizador que pode ser químico, físico ou biológico. No caso dos BTC em estudo neste trabalho, utilizou-se solo residual granítico da região do Minho, localizada no Norte de Portugal, e cinzas volantes ativadas alcalinamente como forma de estabilização do solo.

3.2.1 Solo residual granítico

A grande maioria das construções em terra pressupõem a utilização de um solo rico em argila. No entanto, na região do Minho predominam solo residuais graníticos, ou seja, solos que resultam da decomposição de rochas graníticas (Figura 3.1).

Figura 3.1: Solo residual granítico utilizado.

Em trabalhos realizados anteriormente no laboratório de estruturas da Universidade do Minho, um solo residual granítico foi recolhido nas imediações de Guimarães (Penselo) e foi submetido a uma série de ensaios para que fosse possível efetuar a sua caracterização geotécnica e avaliar a possibilidade da utilização deste em construção em terra. Este mesmo solo foi utilizado no fabrico dos BTC produzidos no programa experimental desenvolvido neste trabalho. Assim, são apresentados em seguida (Tabela 3.1) os resultados dos ensaios levados a cabo por Faria (2012) relativos a este solo: análise granulométrica, limites de consistência, nomeadamente limite de liquidez e retração, ensaio de Proctor e determinação da densidade das partículas sólidas.

Tabela 3.1: Resumo dos resultados obtidos com a análise do solo residual granítico do Minho (Faria, 2012).

Ensaio	Propriedade em avaliação	Parâmetro em avaliação	Resultados obtidos
Análise granulométrica	Textura	Gravilha (%)	22
		Areia (%)	60
		Silte (%)	14
		Argila (%)	4
Limites de consistência	Plasticidade	Limite de liquidez (%)	28
		Limite de plasticidade (%)	–
		Limite de retração (%)	26
		Índice de plasticidade	–
		Índice de retração	2
Densidade das partículas	Textura	Peso específico dos grãos (g/cm^3)	2,62
Ensaio de Proctor	Compactação	Teor em água ótimo (%)	12,1
		Baridade seca máxima (ton/m^3)	1710

O ensaio da análise granulométrica, realizado conforme a especificação LNEC E 196 (1966), demonstra que o solo em análise é essencialmente constituído por areia, apresentando, ainda assim, uma boa distribuição das dimensões das partículas, estando presente também cascalho, silte e argila, como se pode verificar nos fusos granulométricos já apresentados no Capítulo 2. No entanto, segundo a norma australiana e a espanhola para a construção em terra, este solo apresenta uma percentagem de argila muito baixa, pois o mínimo recomendado por estas é 5 e 10%, respetivamente. Isto significa que a percentagem de argila pode ser insuficiente para as resistências exigidas aos BTC, podendo ainda ter implicações negativas no processo de fabrico destes. No entanto, Barbosa (2002) recomenda para a construção em terra com BTC um intervalo menos restrito, já que sugere que o solo possua entre 50 a 70% de areia, 10 a 20% de silte e 1 a 20% de argila.

Quanto aos resultados obtidos para o limite de consistência, a primeira observação importante é o facto de não ser possível realizar o limite de plasticidade (norma NP – 143 (1969)) devido ao baixo teor de argila no solo, classificando-se assim o solo como não plástico. Quanto aos limites de liquidez (NP – 143 (1969)) e de retração (ASTM D4943(1995)) os valores apresentados são de 28% e 26%, respetivamente, não estando de acordo com o recomendado por Doat, Hayse e Houben (1991), que recomendam valores entre 30 e 35% para o limite de liquidez e entre 8 e 18% para o limite de retração. O índice de retração é dado pela diferença entre o limite de liquidez e o limite de retração, ou seja, 2%. Este valor indica uma baixa variação de volume a que este solo está sujeito.

Segundo o sistema unificado de classificação dos solos, o solo em análise é constituído sobretudo por areia e classificado como areia siltosa (SM).

Segundo a norma NP83 (1965), a densidade das partículas corresponde ao quociente da massa de um dado volume dessas partículas à temperatura ambiente, pela massa de igual volume de água destilada. Em geral, as partículas de solo apresentam uma densidade de sensivelmente 2,65g/cm^3, sendo o valor obtido bastante próximo deste.

O ensaio de Proctor, realizado segundo a especificação do LNEC E197 (1967) determina a relação entre a baridade seca e o teor em água do solo, após uma dada energia de compactação. O valor obtido foi de 1,71g/cm^3, sendo este classificado como solo de fraco desempenho (1,65g/cm^3 a 1,76g/cm^3) segundo Doat et al. (1991).

Assim, verificou-se neste estudo, que o solo analisado não é adequado para o fabrico de BTC não estabilizados, já que as suas propriedades geotécnicas não são suficientes para a obtenção de BTC com resistência e durabilidade adequada. Deste modo, a utilização deste solo para a construção em terra requer estabilização química.

3.2.2 Cinzas volantes

As cinzas são maioritariamente constituídas por dióxido de silício (SiO_2), óxido de alumínio ($Al2O_3$) e óxido de ferro (Fe_2O_3), sendo por isso uma interessante fonte de alumínio e silício para os geopolímeros.

As cinzas volantes foram obtidas numa central termoelétrica portuguesa (Central Termoelétrica do Pego), e são caracterizados principalmente pelo seu baixo teor de cálcio (classificação tipo F) e por

apresentarem 74% da massa disponível para dissolução (Si + Al) (Silva et al, 2013). As cinzas possuem propriedades pozolânicas e requerem um agente de cimentação, que neste caso é um ativador químico como o silicato de sódio e o hidróxido de sódio (Soares, 2013).

Em trabalhos desenvolvidos anteriormente por Silva et al. (2013) foram testadas misturas para BTC com 10 e 15% de cinzas volantes, de forma a compreender a influência destas no comportamento mecânico dos BTC. Os resultados obtidos para uma idade de cura de cerca de 180 dias, são apresentados resumidamente na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Resultados da compressão de BTC.

Cinzas volantes (%)	Densidade da mistura (kg/m3)	Tensão de rotura (MPa)
10	1810	8.8
15	1854	12.0

Como espectável, a mistura com 15% de cinzas apresenta valores médios de resistência à compressão maiores do que a mistura com 10% de cinzas. A maior percentagem de geopolímeros e maior densidade do material são as principais razões que justificam este facto. No entanto, mesmo o valor obtido com a mistura de 10% de cinza corresponde a um valor bastante aceitável, já que as normas existentes exigem um valor mínimo de cerca de 2MPa de resistência para os blocos.

Desta forma, de acordo com o estudo já efetuado, a mistura dos BTC em estudo neste trabalho são também constituídos por uma percentagem de cinzas volantes de 15%.

3.2.3 Ativador alcalino

Conforme já referido no capítulo 2, o processo de ativação alcalina consiste numa reação de hidratação de alumino-silicatos, presentes nas cinzas volantes, com substâncias alcalinas ou alcalinoterrosas, como o hidróxido de sódio ($NaOH_2$) e o silicato de sódio (Na_2SiO_2).

O ativador, sendo conseguido por estas duas soluções, tem duas funções principais. A primeira é conferir trabalhabilidade à mistura. A segunda é a consolidação e o arranjo das moléculas que promove durante o processo de ativação dos elementos presentes na mistura (Soares, 2013).

O hidróxido de sódio utilizado foi adquirido no estado sólido com cerca de 98% de pureza, ou seja, em forma de flocos brancos cristalizados, conhecidos como soda cáustica, como se pode observar na Figura 2.1. Este produto foi dissolvido em água de forma a obter soluções com diferentes concentrações, nomeadamente uma concentração de 12,5 molal para os BTC e de 5, 7,5, 10 e 12,5 molal para o estudo das diferentes argamassas de terra. Durante a dissolução deste produto é necessário ter alguns cuidados de manuseamento, através do uso de mascara e de luvas de borracha, já que se trata de um produto corrosivo e que pressupõe uma reação exotérmica e com libertação de vapores quando em contacto com a água.

Figura 3.2: Hidróxido de sódio no estado sólido.

O silicato de sódio é constituído por óxido de sódio (Na_2O) e dióxido de silício (SiO_2) numa proporção de 1:2 e foi adquirido já em forma de solução. Contrariamente ao hidróxido de sódio, não é corrosivo, e é de fácil manuseamento, atoxico e não inflamável.

3.3 Geometria dos BTC

A geometria adotada para estes BTC consiste num tipo de bloco oco, com duas aberturas verticais e com um sistema de encaixe (Figura 3.3).

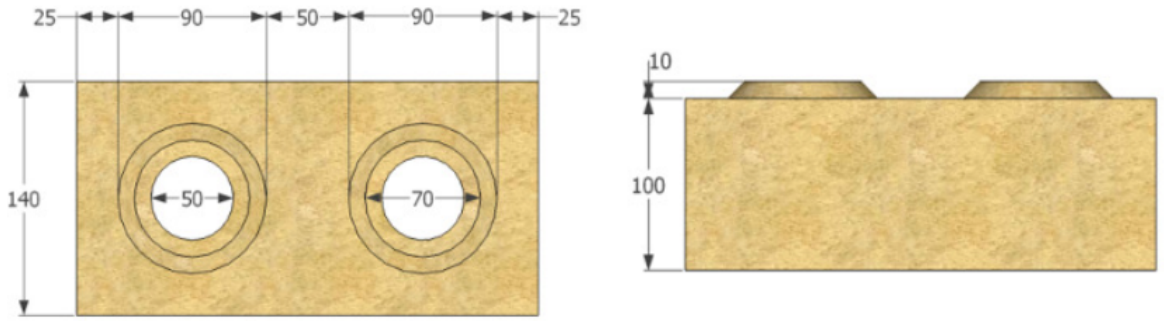


Figura 3.3: Geometria dos BTC (Sturm et al., 2013)

O facto de possuir dois furos verticais diminui consideravelmente o peso do bloco e permite a introdução de armaduras verticais caso seja necessário. Além disso, os furos podem servir também para a passagem de instalações hidráulicas ou elétricas.

A alvenaria constituída com estes blocos consiste num sistema de encaixe mecânico conseguido sem o uso de argamassa, que permite a construção de paredes de pano simples e duplo, promovendo assim uma construção mais simples, rápida e económica. Na Tabela 3.3 são apresentadas as dimensões do bloco:

Tabela 3.3: Dimensões dos BTC

Comprimento (mm)	Largura (mm)	Altura (mm)	Diâmetro (mm)	Área (cm^2)	Volume (cm^3)
280	140	100	50	352,7	3527

3.4 Processo de produção de BTC

Silva et al. (2013) estudaram diferentes misturas de materiais para a produção de cilindros com solo residual granítico do Minho, onde foram utilizados processos de estabilização do solo com cimento, ativação alcalina de lamas de ETA e ativação alcalina de cinzas volantes. Esta última, com uma percentagem de cinzas volantes de 15%, foi a que apresentou valores de resistência à compressão mais elevados, sendo, por isso, a composição utilizada para o fabrico dos BTC, objeto de estudo deste trabalho (Tabela 3.4).

Tabela 3.4: Composição da mistura de BTC

Cinzas volantes	Componentes líquidos/ Componentes sólidos	Concentração de $NaOH_2$	Silicato de sódio/ Hidróxido de sódio
15%	0,137	12,5 molal	0,5

O processo de produção de BTC pode ser dividido em 4 partes distintas, sendo elas: a preparação e pesagem dos diferentes materiais necessários, a preparação da mistura numa misturadora de eixo vertical, a prensagem dos blocos e por último, a cura dos BTC. No total, foi necessário produzir cerca de 600 BTC para efetuar todos os ensaios propostos.

3.4.1 Preparação e pesagem dos materiais

Em primeiro lugar, o solo passou por um processo de destorroamento com recurso a uma enxada, como se pode verificar na Figura 3.4 (a), de forma a desfazer os torrões existentes, mas tendo sempre o cuidado de não alterar a sua granulometria. Depois deste processo, o solo foi espalhado num local ao ar livre, se as condições climatéricas o permitissem, ou num local no interior do laboratório, mas suficientemente arejado para permitir uma secagem rápida e homogénea do material (Figura 3.4 (b)).

(a) (b)

Figura 3.4: Preparação do solo: (a) destorroamento; (b) secagem

O processo de secagem do solo foi efetuado sem controlo do seu teor de humidade, estando assim dependente da temperatura e teor de humidade relativa do ar durante o período de secagem. Quando o solo apresentasse um aspeto mais claro e seco era recolhido e armazenado em bidões, repetindo-se todo o processo com uma nova quantidade de solo.

Para a preparação do ativador é necessário preparar em primeiro lugar a solução aquosa de hidróxido de sódio com uma concentração de 12,5 molal. Para isso, começou-se por pesar o hidróxido de sódio no estado sólido e a água, sendo que para uma concentração de 12,5 molal, por cada kg de hidróxido são necessários 2kg de água. Depois de pesados os dois componentes, estes são misturados num recipiente plástico e agitados cuidadosamente até que o hidróxido de sódio se dissolva totalmente. Durante todo este processo é necessário tomar algumas medidas de segurança, como a utilização de luvas para evitar queimaduras e de mascara para evitar a inalação dos gases libertados durante esta reação. Depois de efetuada esta solução aquosa é necessário espera que esta arrefeça, para ser usada na mistura de BTC. Normalmente, como este processo é bastante demorado, preparava-se uma quantidade de hidróxido suficiente para cerca de 80 BTC.

Depois de preparado o solo e o ativador, segue-se agora a pesagem dos diferentes materiais, como ilustrado na Figura 3.5.

(a) (b) (c)

Figura 3.5: Pesagem dos componentes: (a) pesagem do solo; (b) pesagem das cinzas volantes; (c) pesagem do ativador.

Na Tabela 3.5 estão descritas as quantidades de material a utilizar para a produção de 1 BTC, e para a produção de 10 BTC, considerando uma percentagem de perdas de material de 5% para ambos os casos. Para a pesagem foi utilizada uma balança digital com capacidade para 150 kg e uma precisão de 50 gramas.

Tabela 3.5: Quantidades de material utilizado para a produção de BTC.

	Cinzas (g) (15%)	Solo (g) (85%)	Ativador (g) $NaOH_2$ + Na_2SiO_2	$NaOH_2$ sólido (g)	Na_2SiO_2 (g)	Água para $NaOH_2$ (g)
1 BTC	980,04	5553,53	895,10	198,91	298,37	397,82
10 BTC	9 800,40	55535,30	8 951,00	1 989,10	2 983,70	3 978,20

De forma a otimizar o processo de produção de BTC e conservar a trabalhabilidade da mistura necessária para a sua prensagem, eram sempre efetuadas misturas para a produção de 10 BTC.

3.4.2 Preparação da mistura

As misturas foram preparadas numa misturadora de eixo vertical com três pás giratórias, de acordo com o procedimento que a seguir se descreve.

Primeiro é efetuada a homogeneização da fase sólida, ou seja, a mistura entre o solo e a cinza. Assim, ambos os materiais são introduzidos na misturadora e misturados durante cerca de 5 minutos (Figura 3.6 (a)). Durante este processo, é necessário ter o cuidado de verificar se ainda existem torrões ou pedras com grandes dimensões que seja necessário desfazer ou retirar.

Depois de este processo estar completo, efetua-se a adição da fase líquida, onde aos poucos é adicionado o ativador (hidróxido de sódio + silicato de sódio) à mistura de solo e cinza (Figura 3.6 (b)). Após adicionar todo o ativador deixa-se misturar durante alguns minutos até que a mistura apresente um aspeto homogéneo.

Durante o processo de mistura formam-se muitas vezes grânulos, que resultavam da aglutinação das partículas mais finas da mistura por adição da fase líquida, sendo necessário desfaze-los manualmente. Além disto, nesta fase é necessário parar a misturadora e, com a ajuda de uma colher de pedreiro, misturar o material seco que fica acumulado nas zonas não alcançáveis pelas pás da misturadora (bordas do tambor da misturadora), de forma a obter uma mistura o mais homogénea possível (Figura 3.6 (c)).

Por último, a mistura pronta é retirada da misturadora para um carrinho de mão e transportada até ao local de prensagem dos BTC (Figura 3.6 (d)).

(a) (b)

(c) (d)

Figura 3.6: Preparação da mistura: (a) fase seca; (b) adição do ativador; (c) mistura manual com uma colher; (d) mistura final.

3.4.3 Prensagem dos BTC

Os BTC são produzidos numa prensa manual *Terstaram*, que permite a aplicação de cerca de 2MPa de pressão. Para a prensagem dos BTC, o primeiro passo é pesar a mistura necessária para o fabrico de um BTC, neste caso, 7,05 kg (Figura 3.7 (a)). Depois, a mistura é introduzida no molde da prensa, previamente oleada com um óleo descofrante, e com as mãos é espalhada e nivelada (Figura 3.7 (b)). Em seguida, dois operadores fecham o molde e manuseiam a prensa de forma a comprimir o bloco

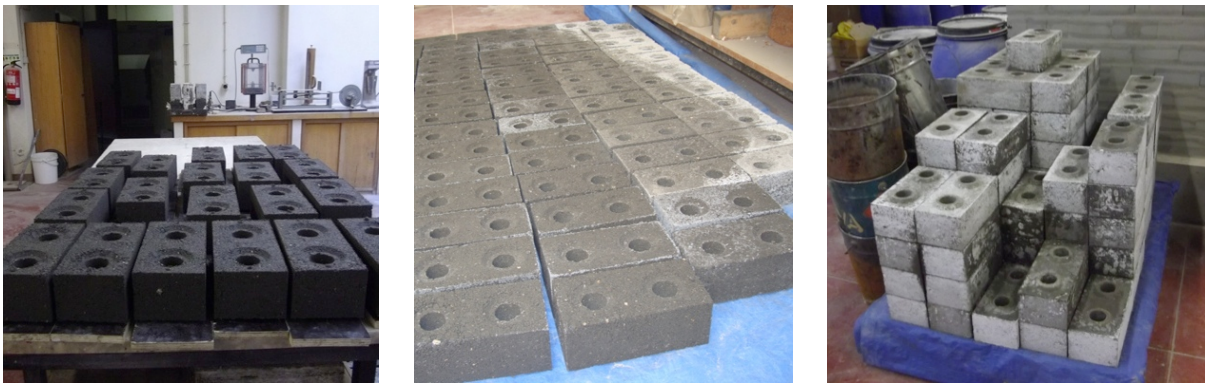
(Figura 3.7 (c)). Depois de prensado, o bloco é cuidadosamente retirado da prensa e colocado sobre uma tabua de madeira, para que seja mais fácil o seu transporte no estado fresco.

(a) (b) (c)

Figura 3.7: Prensagem dos blocos: (a) pesagem da mistura para 1 BTC; (b) colocação da mistura no molde; (c) BTC depois de comprimido.

3.4.4 Cura dos BTC

Depois de produzidos, os BTC foram deixados a secar sobre tabuas de madeira durante algumas horas, até possuírem coesão suficiente para serem manuseados e movidos (Figura 3.8 (a)). Seguidamente, são colocados no chão do laboratório, onde são deixados a curar (Figura 3.8 (b)) Passado cerca de uma semana, os BTC já apresentam alguma resistência para poderem ser empilhados e continuar o seu processo de cura até serem ensaiados. É importante não empilhar mais do que 4 ou 5 BTC, para que os debaixo não fiquem sobrecarregados, e deixar alguns espaços entre BTC para que possa circular ar (Figura 3.8 (c)).



(a) (b) (c)

Figura 3.8: Cura dos BTC: (a) BTC no estado fresco; (b) BTC com alguns dias de cura; (c) armazenagem de BTC.

Como se pode observar no Gráfico 3.1, foram medidas a temperatura e humidade relativa durante cerca de 30 dias do local de cura dos BTC, apresentando uma temperatura média de 18°C e humidade relativa de 62%. Estes valores respeitam o exigido na norma EN 772-1, que propõe que durante o condicionamento dos provetes, seja garantida uma boa circulação de ar em torno destes, mantendo uma temperatura superior a 18°C e uma humidade relativa inferior a 65%.

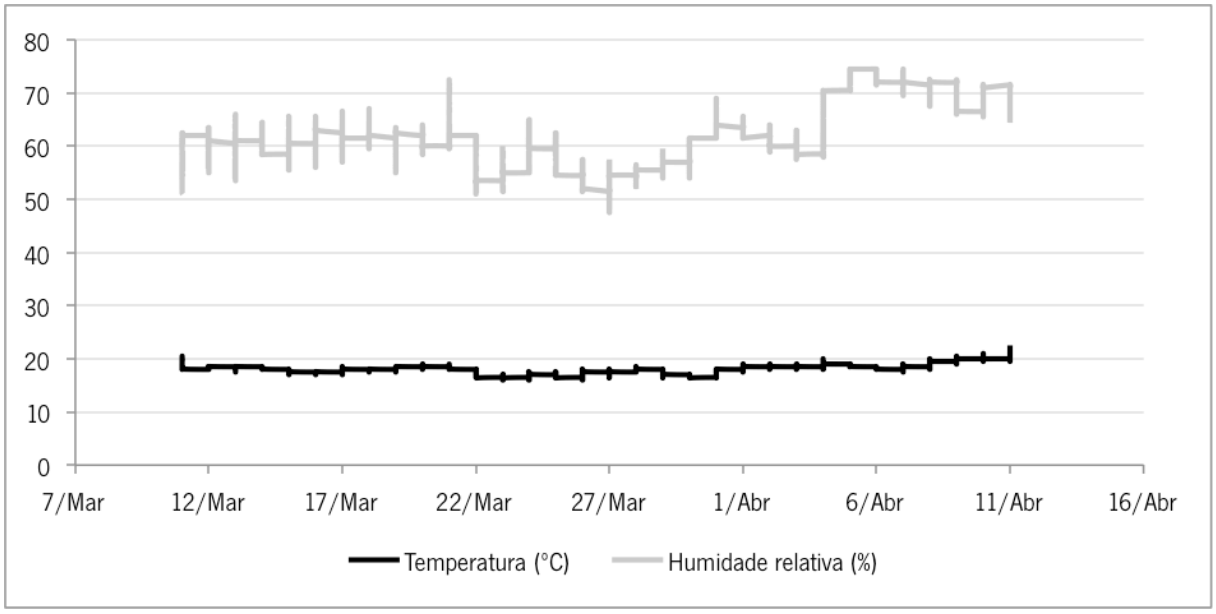


Gráfico 3.1: Medição das condições de cura dos BTC, temperatura e humidade.

A cura de BTC expostos à atmosfera resulta na ocorrência de eflorescências nas suas superfícies expostas ao ar, mudando a sua cor de cinza escura para um tom mais claro, próximo do branco (Figura 3.9). Estas eflorescências são resultado do sódio presente no ativador.

Figura 3.9: Aparecimento de eflorescências nos BTC

3.5 Ensaios de caracterização mecânica dos BTC

Os ensaios de caracterização mecânica de BTC individuais com diferentes idades de cura têm como objetivo principal compreender e conhecer a evolução temporal da sua resistência. Desta forma, é possível conhecer a partir de que idade é que os BTC possuem resistência suficiente para a construção, e quando é que a sua resistência atinge o pico e começa a estabilizar. Além disso, o ensaio à compressão de blocos individuais é um método básico e universal utilizado para caracterizar unidades de alvenaria.

3.5.1 Procedimento de ensaio

Os ensaios para avaliação da resistência à compressão dos BTC foram efetuados no Laboratório Estruturas da Universidade do Minho, depois de um tempo de cura de 7, 14, 21, 28, 42, 56, 70, 90, 120, 150 e 180 dias.

Foram efetuados de acordo com a norma EN 772-1 (CEN, 2011) que propõem a utilização de pelo menos 6 provetes para cada ensaio, e a aplicação de carga em controlo de força, sendo que para uma tensão máxima espectável menor que 10MPa, a carga deve ser aplicada com uma velocidade de 0.05MPa/s. No entanto, apenas foram testados 3 BTC para cada idade, e a força foi aplicada em controlo de deslocamento, com uma velocidade de 4μm/s. A redução do número de provetes deve-se sobretudo ao controlo de custos, uma vez que a utilização de 6 BTC para cada idade faria duplicar os custos e o tempo gasto no fabrico destes. A aplicação de carga em controlo de deslocamento possibilita observar o comportamento do bloco depois de atingida a carga máxima, ou seja, o seu comportamento pós pico de forma mais evidente.

As placas da base e do topo da prensa utilizada para fabricar os BTC, como possuem exatamente a forma destes, foram utilizadas durante o ensaio, de forma a permitir uma distribuição uniforme das forças aplicadas na base e no topo de cada BTC.

Antes de proceder ao ensaio, é necessário verificar se nenhum dos provetes possui irregularidades ou ranhuras, pois caso estas se verifiquem devem ser corrigidas. Depois, os BTC são devidamente numerados, pesados e medidos em todas as suas direções, para assim se poder determinar a área total de contacto, em mm^2, e a sua densidade (Figura 3.10 (a) e (b)).

Em seguida a superfície da máquina de ensaio, nesta caso as placas na prensa, são devidamente limpas, para se colarem os BTC, tendo o cuidado de alinhar o centro do bloco com a célula de carga. (Figura 3.10 (c)). Depois é aplicada uma força uniformemente distribuída no bloco, que vai aumentando continuamente até o levar à rotura. A tensão máxima é dada pela razão entre a força máxima aplicada e a área total carregada do bloco.

(a) (b) (c)

Figura 3.10: Procedimento de ensaio: (a) numeração dos BTC; (b) medição dos BTC; (c) colocação na máquina de ensaio.

3.5.2 Resultados obtidos e discussão

No Gráfico 3.2 é possível visualizar a evolução das tensões máximas obtidas para cada um dos provetes ensaiados, com o evoluir da idade de cura dos BTC, assim como a linha que representa a respetiva média.

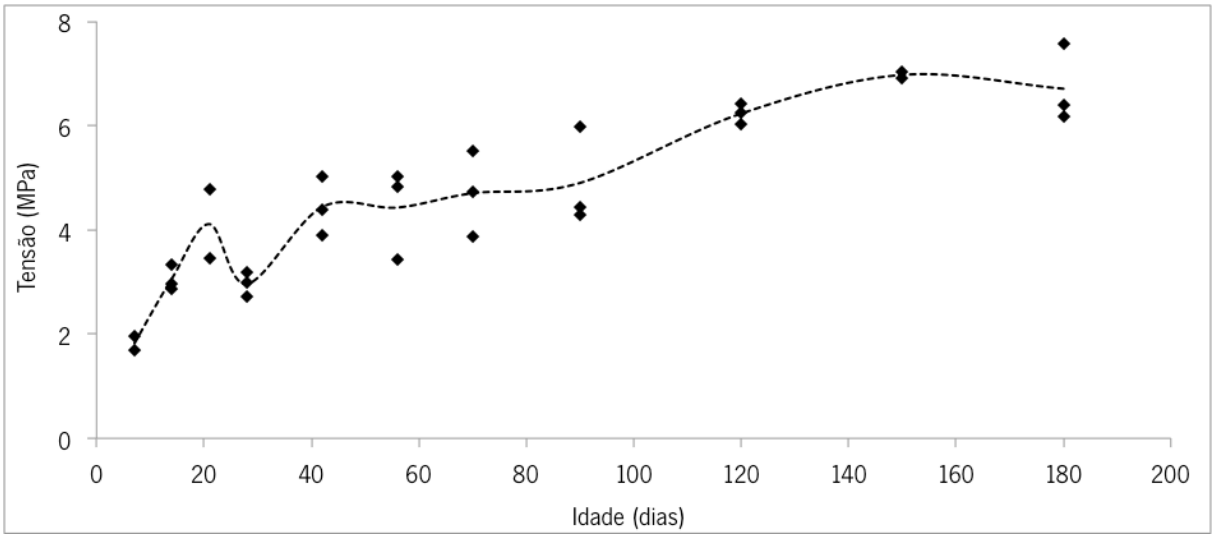


Gráfico 3.2: Tensão de rotura dos BTC

Na Tabela 3.6 apresenta-se a tensão de rotura média dos BTC com o evoluir da idade de cura, assim como o respetivo coeficiente de variação. Note-se que, para a idade de 7, 21 e 150 dias, a média apenas tem em consideração o resultado de 2 BTC, uma vez que o terceiro valor obtido era muito díspar dos anteriores e conduzia a coeficientes de variação muito próximos dos 30%, tendo sido por isso ignorados.

Tabela 3.6: Tensão média e coeficiente de variação ao longo das idades

Idade (dias)	7	14	21	28	42	56	70	90	120	150	180
Tensão média (MPa)	1,8	3,1	4,1	3,0	4,4	4,4	4,7	4,9	6,2	7,0	6,7
Coeficiente de variação (%)	11	8	23	8	13	20	17	19	3	1	11

Analisando a evolução da resistência à compressão dos BTC com a idade de cura, verifica- se, como espectável, que de uma forma geral, quanto maior a idade de cura, maior é a resistência à compressão dos blocos. No entanto, a análise do gráfico pode ser dividida em 5 fases distintas.

Dos 7 aos 21 dias verifica-se um aumento da resistência muito significativo e praticamente linear. No entanto, aos 28 dias de idade verifica-se uma diminuição da resistência de cerca de 25%, para depois aumentar novamente aos 42 dias. Dos 42 aos 90 dias a resistência dos BTC continua a aumentar, mas nesta fase, de uma forma muito mais lenta e quase constante. Dos 90 aos 150 dias, a resistência volta a aumentar de forma mais significativa, apresentando mais uma vez um crescimento quase linear, e atingindo uma resistência máxima de cerca 7MPa. Aos 180 dias, a evolução da resistência à compressão dos BTC parece estabilizar com um valor próximo dos 7MPa.

A diminuição da resistência ao fim de cerca de 28 dias poderá ser um comportamento característico do geopolímeros, tendo já sido evidenciado em outras situações ao longo deste trabalho, um comportamento diferente na evolução da resistência dos geopolímeros. No entanto, não é ainda conhecida a razão para este facto, sendo importante no futuro efetuar ensaios mais específicos e rigorosos sobre esta temática.

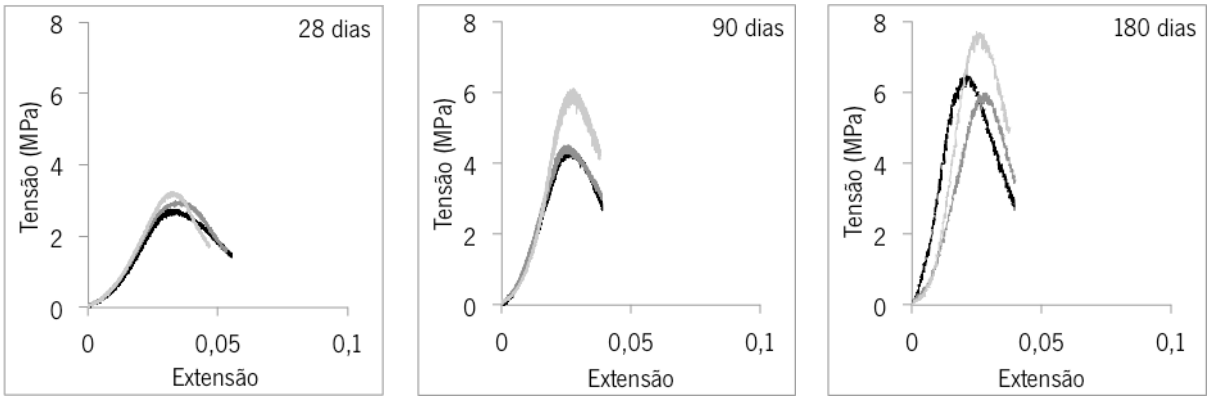
Apesar do número de ensaios realizados ser insuficiente para uma análise estatística confiável, pode-se observar que mesmo a partir dos 7 dias de idade, os BTC já possuem uma resistência considerável e muito próxima dos valores mínimos exigidos nas normas existentes.

Analisando a norma australiana (HB 195, 2002) e a norma neozelandesa (NZS 4298, 1998), verifica-se que o valor mínimo exigido de resistência à compressão é de 1MPa e 1.52MPa, respetivamente. Já a norma espanhola (UNE 41410), classifica a resistência à compressão de BTC em 3 classes, classe 1, classe 3 e classe 5, com uma resistência à compressão mínima de 1.3MPa, 3MPa e 5MPa, respetivamente. Ou seja, os BTC em análise podem ser classificados como classe BTC 5 ao fim de cerca de 4 meses de cura. Estes valores de resistência elevados significam que ainda existe alguma margem para ajustar a quantidade de cinza e de ativador de forma a reduzir o custo de produção dos BTC. No entanto, uma percentagem de cinzas inferior a 10% iria exigir a adição de partículas finas de outras formas (Silva et al., 2013).

Apesar dos valores obtidos com o ensaio de compressão serem bastante elevados, estes não estão de acordo com os resultados obtidos no trabalho levado a cabo por Silva et al. (2013), já referido anteriormente, onde a resistência dos BTC com cerca de 180 dias de idade atingia os 12 MPa, ou seja, cerca de 30% superior. Mesmo sendo a composição, fabrico e ensaio dos BTC semelhantes ao utilizado por estes autores, existem alguns aspetos que puderam ter conduzido a esta diferença. As cinzas volantes utilizadas provêm da mesma central termoelétrica, contudo de recolhas efetuadas em diferentes períodos temporais, podendo conduzir a que as que foram utilizadas para a realização do estudo aqui apresentado conterem percentagens de alumínio e silício mais baixas e levarem a que as reações de hidratação do processo de geopolimerização sejam mais frágeis e conduzam a valores de resistência mais baixos. Pode também existir alguma diferença no solo utilizado. Pois, mesmo sendo este recolhido no mesmo local, podem haver pequenas variações no substrato que conduzam a percentagens dos seus constituintes diferentes. Além disto, o processo de cura poderá também ter sido um pouco diferente. O local do laboratório onde os BTC curaram é um local de trabalho, onde são muitas vezes realizados outros ensaios e onde é frequente a passagem de pessoas e de máquinas, podendo toda esta movimentação ter introduzido microfissuração nos BTC que conduziram a uma diminuição da sua resistência.

No Gráfico 3.3 pode-se observar o comportamento dos BTC durante o carregamento e o seu comportamento pós-pico, através da curva tensão-extensão para os BTC com 28, 90 e 180 dias de idade. Conforme se pode verificar, o comportamento dos BTC ao longo da idade de cura mantém-se

bastante semelhante, com extensões em todas as situações próximas de 0,025, no entanto, parece existir uma redução da ductilidade, pois com o aumento da idade dos BTC a rotura é cada vez mais frágil, apesar do aumento da resistência de pico.



28 dias 90 dias 180 dias

Gráfico 3.3: Tensão-extensão dos BTC.

No (Gráfico 3.4) apresenta-se a evolução da densidade dos BTC com a idade de cura. A densidade é dada pela razão entre a massa do bloco em kg pelo seu volume em m^3 e verifica-se que com o aumento da idade de cura a densidade dos BTC diminui. Este comportamento é bastante espectável já que a cura dos BTC pressupõem a evaporação da água contida no ativador alcalino, ou seja, ao longo do tempo os BTC vão perdendo massa, fazendo diminuir a sua densidade, até esta estabilizar ao final de algum tempo, significando que a água contido na ativador se evaporou praticamente na totalidade.

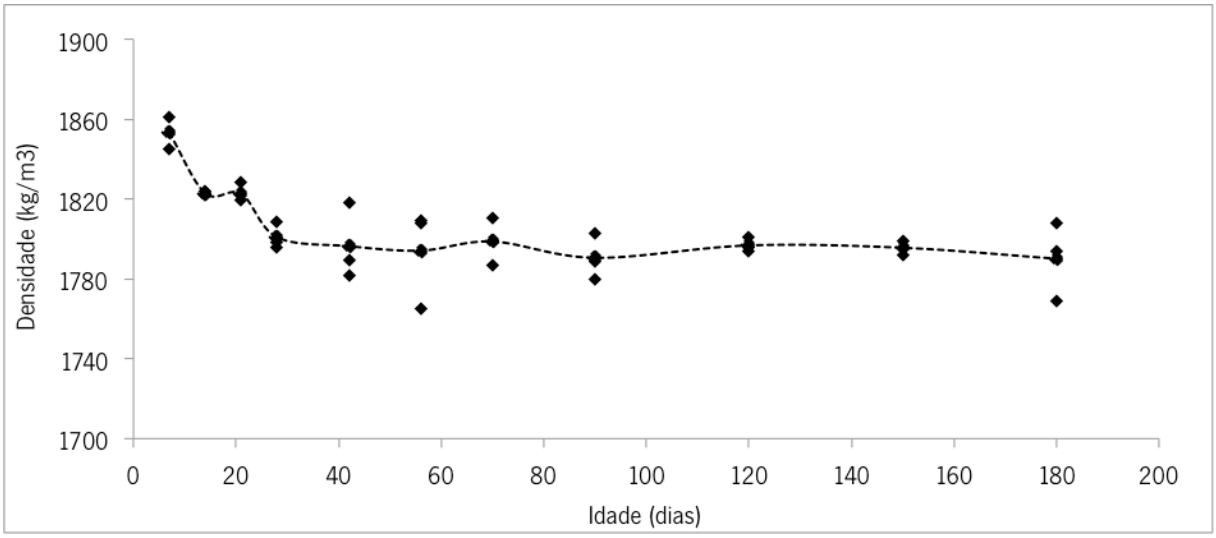


Gráfico 3.4: Densidade média dos BTC

Quanto ao modo de rotura, verifica-se que de um modo geral, este foi caracterizado pela formação de um tronco de pirâmide junto aos pratos e uma linha de rotura a ligar os dois troncos, que se explica pelo confinamento introduzido pelas placas de carregamento (Figura 3.11).

Figura 3.11: Modo de rotura típico dos BTC.

3.6 Desenvolvimento das argamassas de terra

Normalmente, a argamassa de assentamento usada em alvenaria de BTC, é constituída por terra e preferencialmente pelo mesmo estabilizante utilizado para o fabrico dos BTC.

Em trabalhos anteriores realizados por Silva et al., 2013, onde foram efetuados ensaios à compressão de prismas com 5 BTC que apresentavam junta seca, verificou-se que a inexistência de argamassa de junta provoca a concentração de tensões em determinados pontos entre os BTC que conduz a uma quebra da resistência de cerca de 50% em relação aos blocos isolados. Para tentar mitigar este problema, pretende-se criar duas argamassas à base de terra e com o mesmo processo de estabilização usado no fabrico dos BTC, por forma a permitir a sua utilização nas juntas da alvenaria.

Desta forma, foram desenvolvidas duas argamassas distintas. A primeira com baixa resistência e flexibilidade, para ser capaz de acomodar as tensões existentes entre os blocos, e a segunda com uma resistência próxima da resistência dos blocos, que faça com que a alvenaria de BTC se comporte como uma estrutura monolítica.

Com as argamassas desenvolvidas serão posteriormente testados prismas e paredes com as duas argamassas e com junta seca, para se poder aferir sobre a influência destas no comportamento da alvenaria de BTC, e, eventualmente, avaliar a possibilidade de retirar os encaixes dos blocos.

3.6.1 Formulações propostas

Com o objetivo de solucionar ou pelo menos diminuir a concentração de tensões existente na alvenaria de BTC de junta seca estudadas anteriormente, propõem-se as formulações para argamassas geopoliméricas apresentadas na Tabela 3.7. Com estas formulações serão fabricados prismas de argamassa para posteriormente serem ensaiados à flexão e compressão segundo a norma EN1015-11, e assim averiguar a sua capacidade resistente. De forma a possuir algum termo de comparação dos valores de resistência obtidos com as argamassas, foram também preparados provetes com a mesma composição dos BTC.

Tabela 3.7: Formulações propostas

Formulação	Solo (g)	Cinza (%)	Concentração de $NaOH_2$ (molal)	$NaOH_2$ (g)	Na_2SiO_2 (g)	Rácio Na_2SiO_2/ $NaOH_2$
AGP1	1000	5	5	255	85	0,25
AGP2		7,5	10			
AGP3		15	5	279	93	0,33
AGP4		10	12.5	267	89	
AGP5		15		279	93	
MBTC	1000	15	12.5	108	54	0,5

Segundo Torgal, Gomes, e Jalali (n.d.) a concentração de hidróxido de sódio é dos parâmetros com mais impacto na resistência das argamassas. No entanto, devido à baixa percentagem de finos do solo residual granítico, a percentagem de cinzas volantes também terá certamente bastante influência. Assim, nas formulações propostas fez-se variar ambos os parâmetros.

3.6.1.1 Preparação dos provetes

A preparação dos provetes começa com a preparação dos materiais necessários. Assim, começou-se por preparar as soluções de hidróxido de sódio com as concentrações de 5, 7,5, 10 e 12,5 molal e procedeu-se à peneiração do solo no peneiro nº10 (2mm) da série ASTM (Figura 3.12).

(a) (b)

Figura 3.12: Peneiração do solo: (a) peneiro n°10 da seria ASTM; (b) aspeto do solo peneirado.

A peneiração do solo é essencial para o bom desempenho da argamassa na alvenaria de BTC, já que o solo no seu estado natural possuía partículas com dimensões demasiado grandes. Como se definiu uma espessura das juntas de argamassa cerca de 10 mm, o aparecimento de partículas maiores que 2 mm poderiam levar a concentrações de tensões, que causariam a rotura precoce da alvenaria.

Depois de preparados e pesados todos os materiais, de igual forma como na produção dos BTC, procede-se à mistura da fase sólida da argamassa, ou seja, cinzas volantes e solo, e posteriormente à junção do ativador, hidróxido de sódio e silicato de sódio. A argamassa foi fabricada manualmente num tabuleiro, até que a mistura apresentasse um aspeto homogéneo (Figura 3.13(a)).

De acordo com a norma EN 1015-1, os moldes devem ser lubrificados com um óleo descofrante, e preenchidos com a argamassa em duas camadas aproximadamente iguais, compactadas com 25 pancadas cada. Depois deve-se rasar a argamassa com uma espátula ao nível do molde, e colocar a curar (Figura 3.13 (b)).

A norma em análise, especifica condições de cura para argamassa com cal e/ou cimento, que em geral, pressupõem uma cura de 28 dias com uma temperatura de cerca de 20°C e uma humidade relativa de cerca de 65%.

(a) (b)

Figura 3.13: Preparação dos provetes de argamassa: (a) preparação da mistura; (b) preenchimento dos moldes.

Idealmente, os provetes fabricados deveriam curar em condições similares ao especificado na norma. No entanto, isso iria tornar o processo de desenvolvimentos das argamassa demasiado moroso, uma vez que se corria o risco de no final dos 28 dias, as argamassas não apresentarem as características pretendidas, e ser necessário repetir todo o processo.

Segundo Teixeira Pinto (2006) a velocidade de cristalização dos geopolímeros, mostram que existem uma necessidade de um período de indução, durante o qual os cristais crescem até alcançarem um tamanho crítico. Neste tipo de reações inorgânicas, o tempo de indução pode variar drasticamente com a temperatura, já que esta atua como um catalisador da reação. Desta forma, o tempo de indução é de cerca de 60 horas para uma temperatura de 50°C, passando para apenas 3 horas se a temperatura rondar os 100°C.

Assim os provetes foram colocados em cura térmica durante aproximadamente 48 horas, de forma a acelerar a velocidade do endurecimento. Para isso, os provetes foram colocados numa estufa com uma temperatura constante de 65°C e uma humidade relativa de 98%. Decorrido este tempo, os provetes foram retirados da estufa, e depois de atingirem a temperatura ambiente, foram desmoldados para que se pudesse proceder ao ensaio.

Os provetes com a mistura dos BTC foram fabricados da mesma forma e também curaram nas mesmas condições. Estes provetes vão ser essenciais para se determinar em que medida é que a cura

térmica influencia a resistência das argamassas, uma vez que já se conhece a resistência da mistura de BTC em condições de cura normais, existindo assim forma de comparação.

3.6.1.2 Procedimentos de ensaios

De acordo com a norma EN 1015-11, após o desmolde dos provetes, deve-se remover qualquer irregularidade ou saliência existente. Em seguida, estes devem ser devidamente identificados e numerados, de forma a se proceder à sua pesagem e medição de todas as dimensões (Figura 3.14).

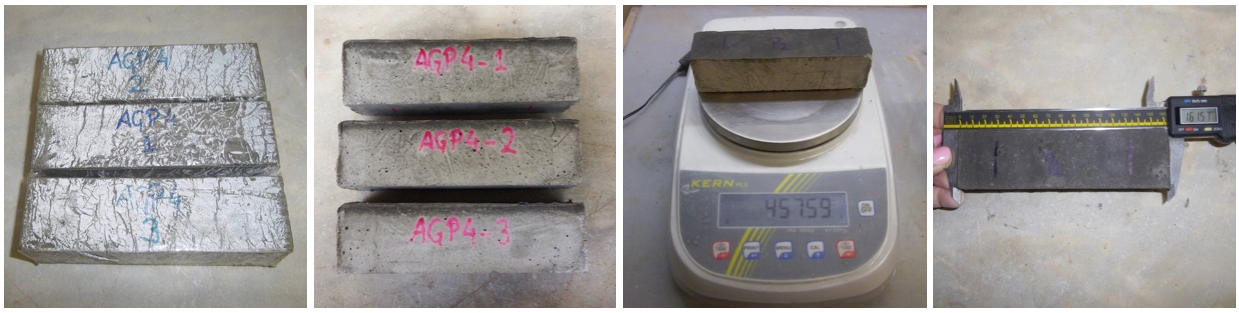


Figura 3.14: Preparação dos provetes para o ensaio.

Quanto às características do ensaio de resistência, a norma recomenda que se utilize uma velocidade em controlo de força entre 10 e 50N/s para o ensaio de resistência à flexão, e uma velocidade entre os 50 e 500N/s para o ensaio de resistência à compressão, e que o tempo de ensaio ocorra entre os 30 e os 90 segundos.

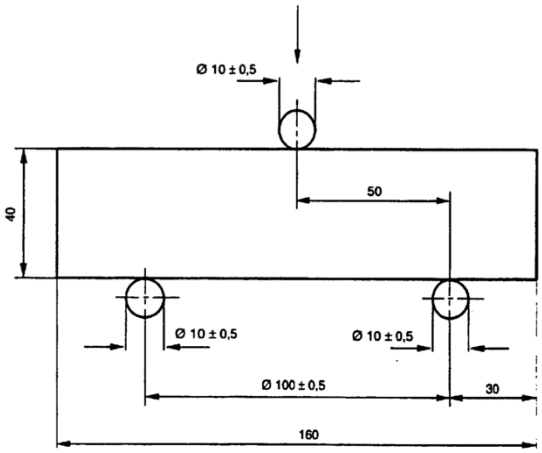


Figura 3.15: Esquema de ensaio à flexão dos prismas (EN 1015-11).

Assim, para o ensaio de resistência à tração por flexão adotou-se uma velocidade de carregamento de 10N/s. A máquina de ensaio, como se pode visualizar na Figura 3.15 possui dois apoios aço no suporte inferior com um comprimento de cerca de 50mm e um diâmetro de 10mm, espaçados com uma distância de 100mm, e um terceiro apoio, com o mesmo comprimento e diâmetro, localizado na parte central superior. Depois de colocar devidamente o prisma na máquina de ensaio, dá-se início ao teste, e o prisma é carregado de forma constante até à sua rotura (Figura 3.16 (a)).

Para o ensaio de resistência à compressão, utilizam-se as metades resultantes do ensaio de flexão (Figura 3.16 (b)). Depois de colocados os provetes no esquema de ensaio, aplica-se a carga numa área de 40x40 mm com uma velocidade constante de 50 N/s até à rotura (Figura 3.16 (c)). A tensão de compressão máxima dos prismas (σ_c), em MPa, é dada pela razão entre a força máxima aplicada, em N, e a área de carregamento, em mm^2.

(a) (b) (c)

Figura 3.16: Ensaio dos prismas: (a) ensaio de flexão; (b) provetes depois do ensaio à flexão; (c) ensaio de compressão.

3.6.1.3 Resultados obtidos e discussão

Terminados os ensaios de flexão e compressão dos prismas, calcularam-se as respetivas resistências médias, de acordo com o procedimento indicado na norma. Os resultados obtidos são apresentados em seguida no Gráfico 3.5 e no Gráfico 3.6.

Com base nos resultados obtidos, selecionaram-se as argamassas AGP1 e AGP5 para utilização como argamassa de junta nos prismas e paredes de BTC.

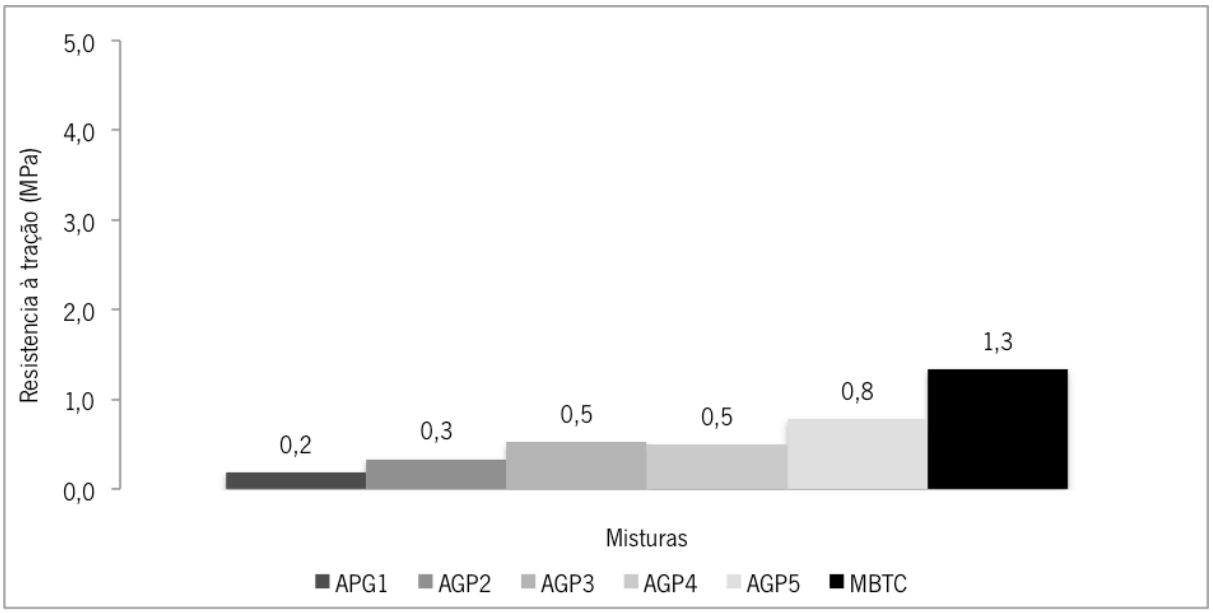


Gráfico 3.5: Resistência à flexão média dos provetes ensaiados à flexão.

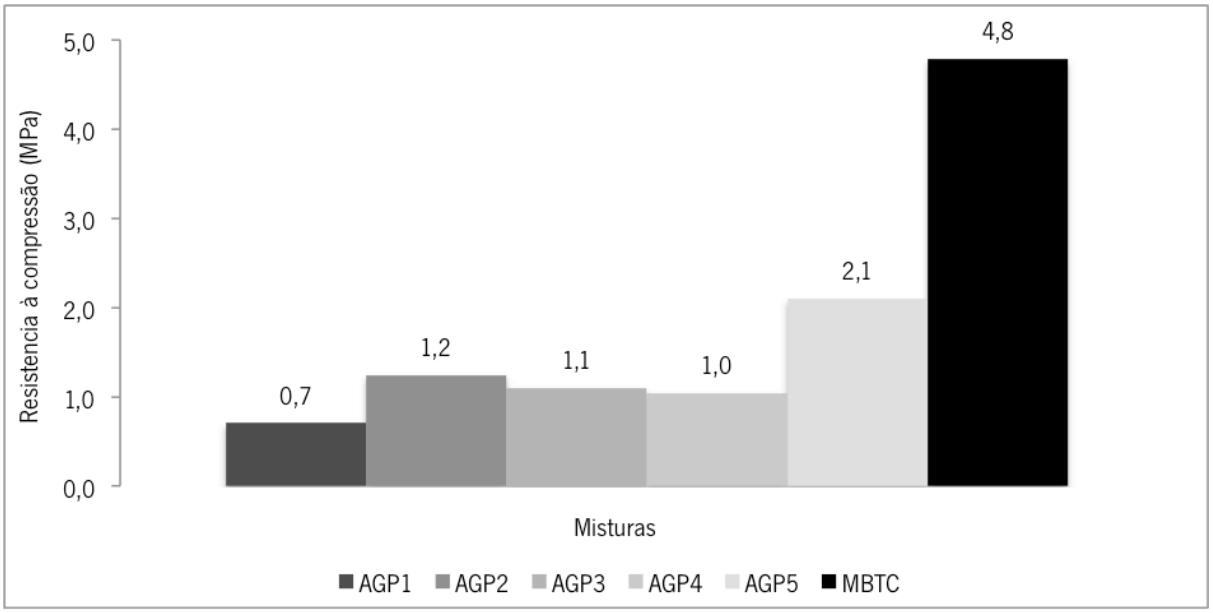


Gráfico 3.6: Tensão média de rotura dos provetes ensaiados à compressão.

De acordo com o estudo efetuado anteriormente, sobre a evolução da resistência dos BTC em que a cura se processou em condições de temperatura e humidade ambiente, sabe-se que estes apresentam uma resistência máxima de cerca de 7 MPa. No caso dos prismas fabricados utilizando a mesma mistura que é usada para produção de BTC, mas em que se processou por cura térmica, essa

resistência desceu para 4,8 MPa. Desta forma, pode-se estimar que, nas condições de cura térmica utilizadas, a resistência decresce para valores situados entre os 40 e os 50% daquele que foi anunciado em primeira instância, conduzindo a que as argamassas selecionadas possam atingir valores de resistência à compressão em condições de cura normais na ordem dos1.4 MPa no caso de AGP1 e 4.2 MPa no caso de AGP5.

Espera-se que os ensaios de compressão e corte dos prismas e paredes de BTC sejam realizados aproximadamente aos 90 dias de idade dos BTC, devendo estes apresentar uma resistência de cerca de 5 MPa. Assim, espera-se que AGP1 possua flexibilidade suficiente para acomodar as tensões existentes entre os blocos, e que a AGP5 possua uma resistência próxima da resistência dos BTC, de modo a que a alvenaria se comporte como de forma monolítica.

No entanto, numa tentativa de comprovar estas hipóteses, serão efetuados ensaios às argamassas selecionadas em diferentes idades, nomeadamente aos 30, 60, e 90 dias. Será ainda promovida a recolha de amostras da argamassa utilizada nas juntas das paredes de alvenaria aquando da sua construção, com o intuito de ser possível determinar a resistência destas no momento de ensaio das paredes.

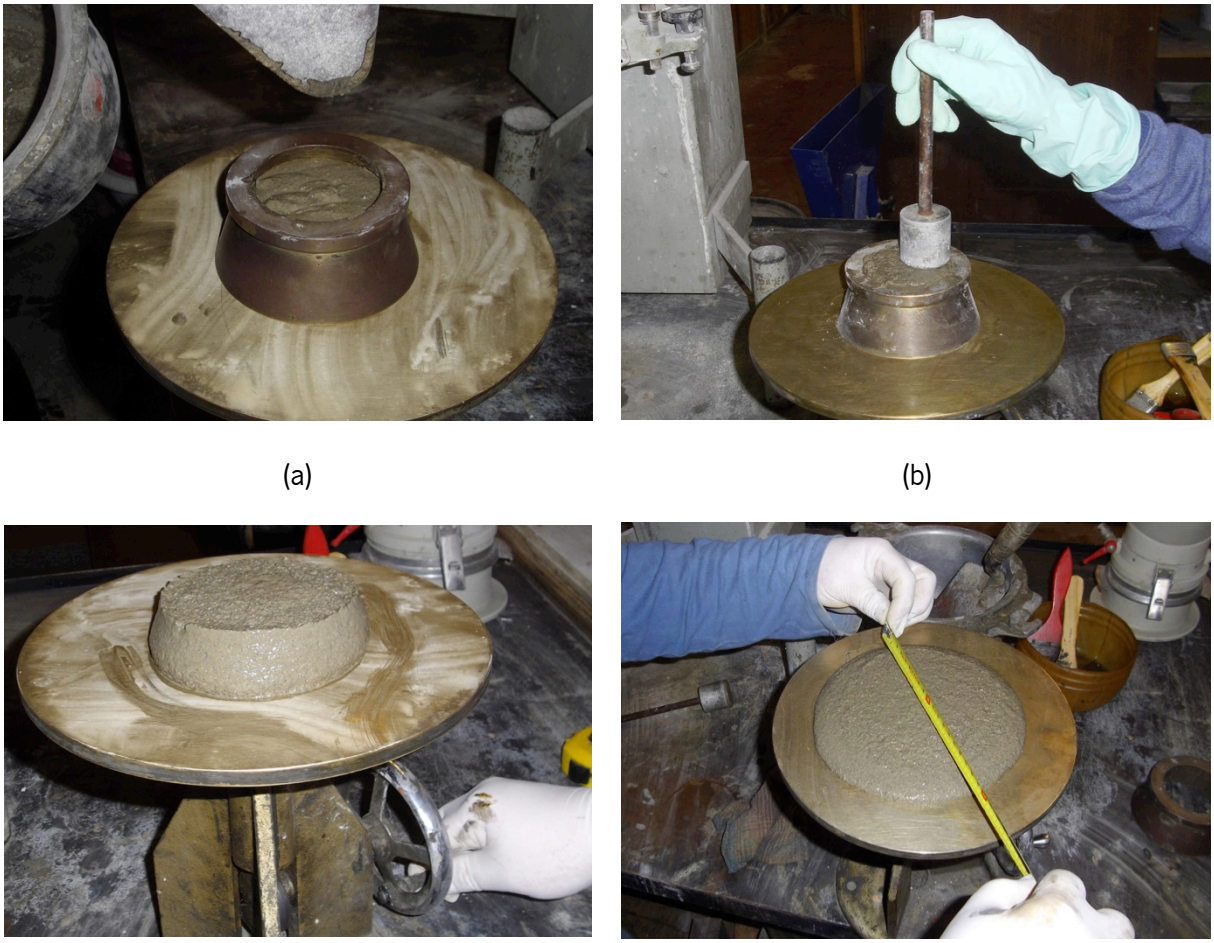
Neste estudo, é ainda possível aferir sobre a influência da percentagem de cinzas e da concentração do ativador na resistência mecânica das argamassas (Tabela 3.8). Verifica-se que, com a exceção da AGP4, quanto maior a concentração de hidróxido de sódio, maior a resistência à compressão da argamassa. O mesmo não acontece com o aumento da percentagem de cinzas volantes, já que a AGP2,que apresenta menor percentagem de cinzas volantes e maior concentração de hidróxido de sódio, exibe valores de resistência superiores aos obtidos para a AGP3, que possui uma maior percentagem de cinzas volantes e uma menor concentração de hidróxido de sódio.

Tabela 3.8: Influência da percentagem de cinzas e da concentração de $NaOH_2$ na resistência mecânica das argamassas.

Formulação	AGP1	AGP2	AGP3	AGP4	AGP5	MBTC
Cinzas volantes (%)	5	7,5	15	10	15	15
Concentração de $NaOH_2$ (molal)	5	10	5	12,5	12,5	12,5
Resistência à compressão (MPa)	0,7	1,2	1,1	1,0	2,1	4,8
Coeficiente de variação (%)	9	13	17	17	9	17

3.6.2 Ensaio de espalhamento

O ensaio de consistência por espalhamento (Figura 3.17) é um dos ensaios mais utilizados para avaliar as propriedades das argamassas no estado fresco, e foi realizado com base no procedimento descrito na norma EN1015-3. Este é um parâmetro muito importante pois está diretamente relacionado com a trabalhabilidade e facilidade de manuseamento de uma argamassa aquando da sua aplicação, já que esta não deve apresentar-se nem demasiado fluida nem demasiado viscosa para permitir uma aplicação eficiente nas juntas da alvenaria.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 3.17: Ensaio de espalhamento: (a) enchimento do molde; (b) compactação da argamassa; (c) espalhamento da argamassa; (d) mediação do diâmetro.

Para se proceder ao ensaio de espalhamento, começou-se por preparar a mistura de forma idêntica à que era preparada para o fabrico dos provetes, sendo que para efetuar este ensaio se deve preparar

pelo menos 1,5 kg de argamassa. Depois deve-se preparar a mesa de espalhamento e o molde, tendo o cuidado de limpar ambos devidamente e olear ligeiramente com um descofrante. O molde deve ser colocado no centro da mesa e preenchido com a argamassa em duas partes (Figura 3.17 (a)), tendo o cuidado de compactar com um pilão cada uma das camadas com 10 pancadas (Figura 3.17 (b)). Depois deve-se rasar o excesso com uma espátula e após cerca de 15 segundos retirar o molde e espalhar a argamassa com 15 pancadas a uma frequência constante de cerca de 1 pancada por segundo (Figura 3.17 (c)). Por último mede-se o diâmetro do espalhamento da argamassa em duas direções perpendiculares, sendo o resultado final a média desses valores (Figura 3.17 (d)).

Os resultados obtidos, para a argamassa AGP1 e AGP5, são apresentados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9: Resultados do ensaio de espalhamento.

Formulação	AGP1	APG5
Valor de espalhamento (mm)	180	160

Segundo Gomes, Gonçalves, e Faria (2012), argamassas de terra com um espalhamento entre 160 e 176mm são classificadas como argamassas com trabalhabilidade excelente. A argamassa AGP1 apresenta um valor ligeiramente superior a este intervalo, mas, ainda assim, é possível concluir que as argamassas desenvolvidas apresentam uma trabalhabilidade muito satisfatória.

3.6.3 Ensaios de caracterização mecânica das argamassas

A resistência à compressão das argamassas é uma das principais características mecânicas, no que diz respeito à alvenaria de assentamento. No entanto, este parâmetro não é suficiente para proporcionar um melhor entendimento das complexidades da alvenaria em função da argamassa e, por consequência, não é usado como único fator nas simulações numéricas, onde é senso comum, que a principal responsável pela não linearidade é a junta de assentamento (Mohamad et al., 2007).

Assim, neste trabalho, depois de selecionadas as formulações das argamassas a usar nas juntas de alvenaria, pretende-se avaliar o seu comportamento mecânico no estado endurecido ao longo do tempo, através da realização de ensaios que permitam aferir sobre a resistência à tração por flexão de

prismas e a respetiva resistência à compressão, e, ainda, a resistência à compressão e o módulo de elasticidade avaliado em provetes cilíndricos. Além disso, são também ensaiados à compressão provetes cilíndricos de amostras recolhidas da argamassa utilizada na construção das paredes de BTC, ou seja, pretende-se também conhecer qual a resistência à compressão da argamassa aquando do ensaio das paredes.

3.6.3.1 Resistência à tração por flexão e resistência à compressão

Os ensaios para determinação da resistência à tração por flexão e compressão dos prismas das argamassas AGP1 e AGP5 são efetuados segundo a norma EN 1015-11. Todo o processo de fabrico, preparação e ensaios dos prismas é semelhante ao já enunciado na secção anterior, a única diferença prende-se com as condições de cura. Neste caso, os prismas curaram em ambiente de laboratório.

De forma a tentar compreender a evolução da resistência das argamassas selecionadas, foram efetuados ensaios em 3 idades diferentes, sendo elas 30 dias, 60 dias e 90 dias. Na figura seguinte são apresentados alguns exemplos de prismas ensaiados à tração por flexão e à compressão.

Figura 3.18: Exemplos de prismas de argamassa ensaiados à tração por flexão e à compressão.

Os resultados obtidos são apresentados de forma sumária na Tabela 3.10 em termos de resistências médias, e no Gráfico 3.7 e Gráfico 3.8 em termos de a resistência à tração por flexão e resistência à compressão, respetivamente.

Tabela 3.10: Resultados obtidos para os ensaios de flexão e compressão dos prismas de argamassa.

	AGP1			AGP5		
	30 dias	60 dias	90 dias	30 dias	60 dias	90 dias
Resistência à tração (MPa)	0,9	1,0	0,6	1,7	2,2	2,2
Coeficiente de variação (%)	14	19	30	15	13	11
Resistência à compressão (MPa)	1,2	1,2	1,5	3,4	4,7	5,6
Coeficiente de variação (%)	26	20	17	25	21	5

Quanto aos resultados obtidos no ensaio de flexão, verifica-se que no caso da argamassa AGP1, a resistência mantém-se praticamente constante entre os 30 e os 60 dias, com um valor próximo de 1MPa, para aos 90 dias decrescer para valores próximos de metade dos anteriores. Já no caso da argamassa AGP5, ocorre um aumento da resistência dos 30 para os 60 dias, de 1,7 para 2,2MPa, e dos 60 aos 90 dias mantém-se constante.

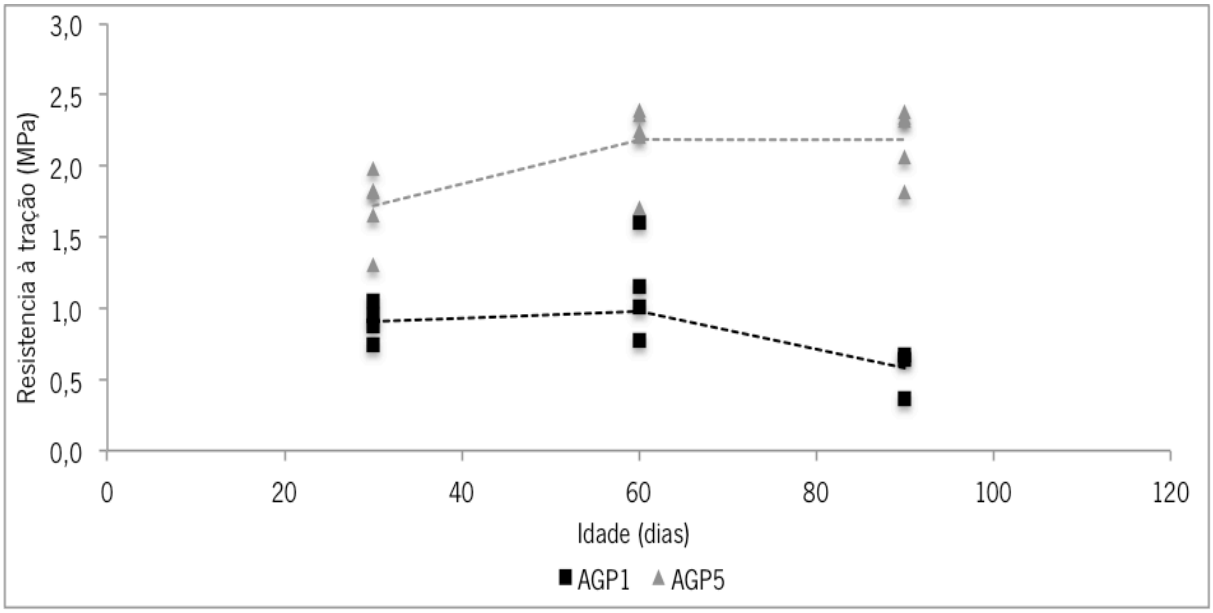


Gráfico 3.7: Resistência à tração por flexão dos prismas de argamassa.

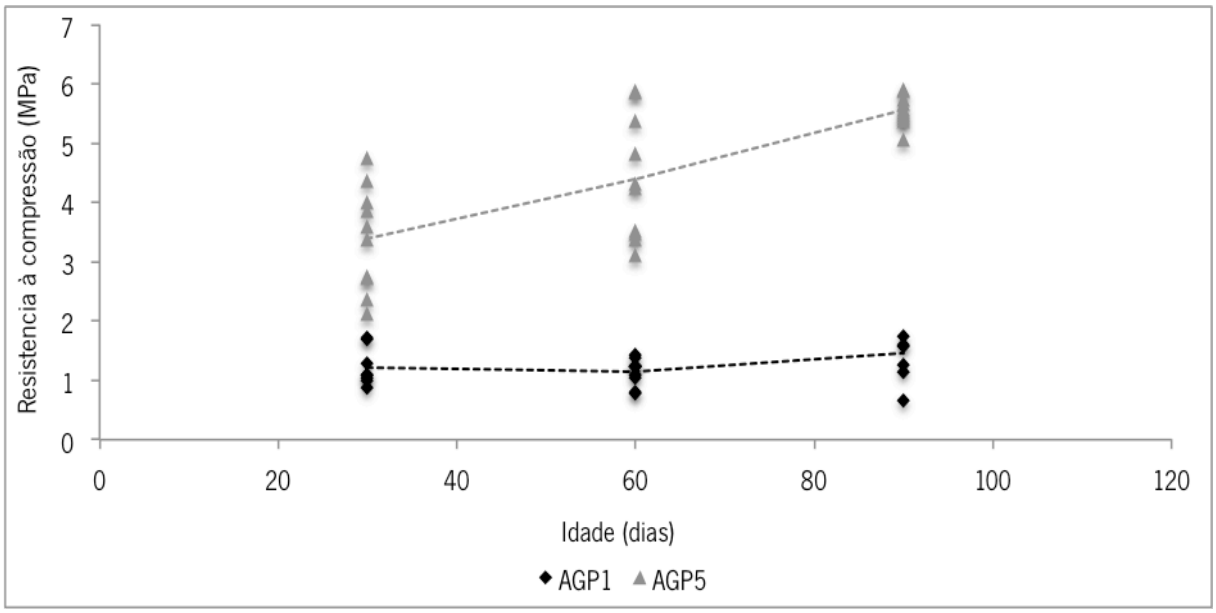


Gráfico 3.8: Resistência à compressão dos prismas de argamassa.

De um modo geral, verifica-se que a resistência à compressão tem tendência a aumentar ao longo da idade de cura. Ainda assim, resistência à compressão no caso da AGP1 mantém-se praticamente constante ao longo dos 90 dias, registando-se apenas uma pequena subida aos 90 dias de 1,2 para 1,5MPa. Já no caso da argamassa AGP5 verifica-se que o aumento é mais evidente, registando-se um valor de 3,4MPa aos 30 dias, 4,7MPa aos 60 dias e por último 5,6MPa aos 90 dias.

O aumento da resistência à compressão das argamassas ao longo do tempo não se traduziu também num aumento da resistência à tração, como seria mais expectável. Nos estudos efetuados por Gomes et al. (2012), já referidos no capítulo anterior, também se verificou um tendência semelhante, pois a adição de fibras traduziu-se num aumento da resistência à compressão, mas não num aumento da resistência à tração.

Segundo estes resultados, a resistência pretendida aquando do desenvolvimento das argamassas foi alcançada, e na argamassa AGP5 foi até ligeiramente superada.

No caso da argamassa AGP1, a resistência à tração em cura térmica foi de 0,2 MPa e em condições de cura normal com 90 dias foi de 0,6 MPa, ou seja 3 vezes superior. Ainda assim este valor é bastante inferior ao registado para idades mais jovens. Quanto à resistência à compressão, verificou-se um aumento de 0,7 MPa em cura térmica, para 1,5 MPa em condições de cura normal com 90 dias, ou seja, a resistência duplicou, como esperado.

No caso da argamassa AGP5, a resistência à tração em cura térmica foi de 0,8 MPa e em condições de cura normal com 90 dias foi de 2,2 MPa, ou seja, também cerca de 3 vezes superior. Quanto à resistência à compressão, verificou-se um aumento de 2,1MPa em cura térmica para 5,6MPa em condições de cura normal com 90 dias, ou seja, um aumento de mais de 2,5 vezes.

No entanto, apesar de a norma recomendar a execução deste tipo de ensaios para determinação da resistência à tração e à compressão de argamassas, esta pressupõem que primeiro os prismas sejam ensaiados à tração por flexão, processo que pode estar a induzir danos nas metades dos prismas que vão ser ensaiados à compressão, podendo conduzir a valores incertos. Desta forma, optou-se por efetuar também cilindros de argamassa para se determinar a sua resistência à compressão e o seu modulo de elasticidade. Os cilindros permitem preparar provetes com rácio altura/diâmetro próximo de 2 o que permite obter uma resistência próxima da não confinada. Além disto permitem facilmente medir as deformações.

3.6.3.2 Resistência à compressão de cilindros e módulo de elasticidade

O ensaio de resistência à compressão de cilindros e a determinação do módulo de elasticidade foi efetuado tendo em consideração certas recomendações presentes na norma NBR 8522 (2003). Esta norma especifica um método para a determinação do módulo estático de elasticidade à compressão do betão endurecido.

Os cilindros ensaiados possuem cerca de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Antes de se proceder ao ensaio, é necessário preparar previamente os cilindros a ensaiar. Como se pode verificar na Figura 3.19, durante o período de cura dos cilindros, e tal como já foi referido anteriormente para o caso dos BTC, verifica-se o aparecimento de eflorescências, resultante do sódio presente no ativador alcalino utilizado, sendo por isso, necessário limpar devidamente os cilindros.

Por vezes, devido a alguma ineficiência na compactação da argamassa nos moldes cilíndricos, e a alguma dificuldade na desmoldagem dos cilindros, as suas superfícies ficam irregulares e desgastadas. Como as superfícies das amostras devem estar perfeitamente retificadas, a fim de garantir que não existem concentrações de tensões em pontos localizados da amostra, e que, por consequência, conduzem a rotações e a incorreções nos valores registados, é necessário proceder-se à regularização das suas superfícies, de modo a garantir que estas ficam perfeitamente planas e paralelas.

Figura 3.19: Aparecimento de eflorescências nas argamassas.

Assim, de forma a ser possível regularizar as superfícies, foi utilizado gesso para estuque, que se caracteriza por apresentar uma presa rápida e procedendo-se à correção de ambas as superfícies das amostras. Conforme se pode visualizar na Figura 3.20, utilizou-se um molde plástico com as dimensões dos cilindros, colou-se a mistura de gesso e água sobre a sua superfície, e com uma espátula nivelou-se toda a sua secção. Na Figura 3.20 é ainda possível visualizar o aspeto final dos cilindros depois de retificados.

Terminada a retificação dos cilindros, estes são devidamente numerados, e procede-se à sua pesagem e medição.

Figura 3.20: Regularização dos cilindros de argamassa.

Conforme já referido anteriormente, durante o processo de construção das paredes foram retiradas amostras de argamassa, para que, aquando do ensaio destas, se pudesse também ensaiar os cilindros

e saber qual a resistência e o modulo de elasticidade das argamassas utilizadas, no momento de ensaio das paredes. Na Figura 3.21 estão apresentadas as amostras de argamassa de junta das paredes ensaiadas.

Figura 3.21: Amostras de argamassa de junta das paredes.

Relativamente ao procedimento e sistema de ensaio utilizado, conforme apresentado no Gráfico 3.9, adotou-se quatro ciclos de carga e descarga, com quatro patamares lineares crescentes, até uma força de 1,5 kN e com uma duração de 30 segundos, quatro patamares lineares decrescentes e quatro patamares constantes com duração de 60 segundos, seguindo-se de um patamar crescente até levar à rotura dos provetes.

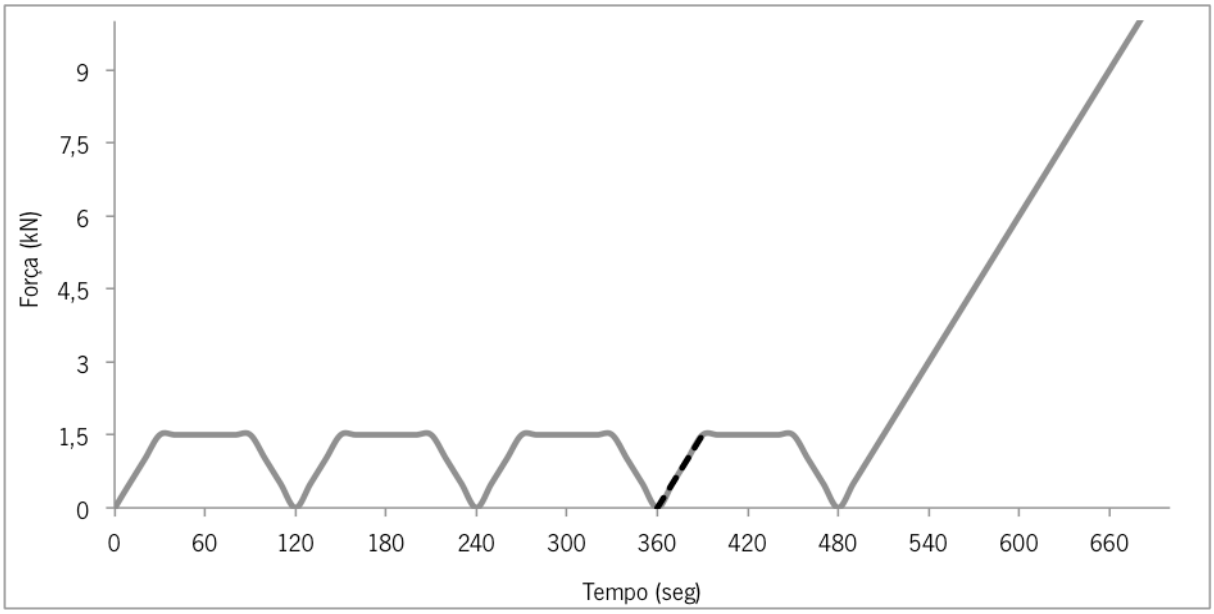


Gráfico 3.9: Esquema de carregamento para determinação do módulo de elasticidade.

O esquema de ensaio está representado na Figura 3.22, e consiste na utilização de 3 LVDT's em torno do cilindro colocados aproximadamente a 25mm do topo e da base do mesmo, permitindo dessa forma medir a extensão numa altura de cerca de 50mm do centro dos cilindros. A medição efetuada por estes LVDT's irá permitir calcular o módulo de elasticidade das argamassas utilizadas para o fabrico destes provetes, já que estes medem de facto a extensão no centro do cilindro, enquanto que o LVDT interno do atuador mede também os ajustes que podem existir na interface entre as faces do cilindro e a rótula, e ainda alguns ajustes nas camadas de gesso utilizadas para regularizar as superfícies.

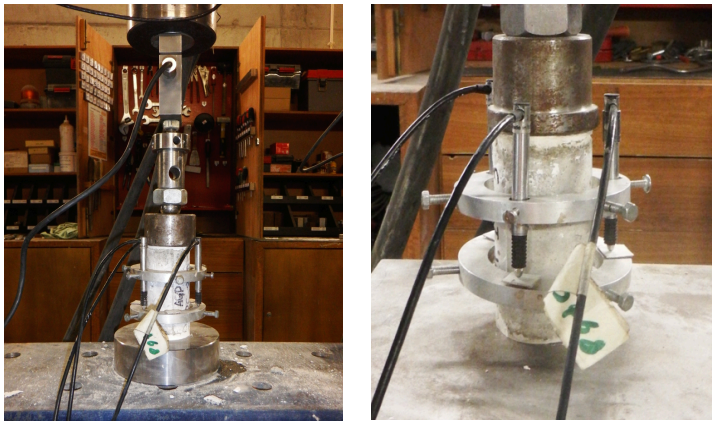


Figura 3.22: Esquema do ensaio para determinar o módulo de elasticidade dos cilindros de argamassa.

O módulo de elasticidade é calculado a partir do gráfico tensão-extensão dos 3 LVDT's, do último patamar crescente, assinalado a tracejado no Gráfico 3.9. O valor do módulo de elasticidade para cada cilindro corresponde à média dos valores obtidos para cada LVDT. A resistência à compressão é calculada através da razão entre a foça máxima aplicada, em N, e a área da secção dos cilindros, em mm^2.

Na Tabela 3.11 são apresentados os resultados obtidos para os ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade dos cilindros.

Quanto aos resultados obtidos da compressão dos cilindros, verifica-se que os valores obtidos estão bastante próximos dos valores obtidos para os ensaios de compressão dos prismas.

Tabela 3.11: Resultados obtidos para o ensaio de compressão e de módulo de elasticidade dos cilindros de argamassa.

	AGP1				AGP5			
	30 dias	60 dias	90 dias	Amostra de junta	30 dias	60 dias	90 dias	Amostra de junta
Resistência à compressão (MPa)	1,8	2,1	2,1	1,0	3,0	4,8	5,0	3,1
Coeficiente de variação (%)	13	19	20	11	10	14	19	11
Módulo de elasticidade (MPa)	3422	5066	3671	2718	4151	6479	6727	3837
Coeficiente de variação (%)	29	16	23	15	23	18	20	14
Módulo de elasticidade/ Resistência compressão	1900	2412	1748	2718	1384	1350	1345	1238

No caso da argamassa AGP1, verifica-se que aos 30 dias esta apresenta uma resistência de 1,8MPa, registando depois uma ligeira subida para valores próximos de 2MPa aos 60 dias, que se mantém constante até aos 90 dias. A argamassa AGP5 apresenta uma resistência de 3MPa aos 30 dias de idade, aumentando consideravelmente para valores próximos dos 4,8MPa aos 60 dias, que também se mantém praticamente constante aos 90 dias de idade (Gráfico 3.10).

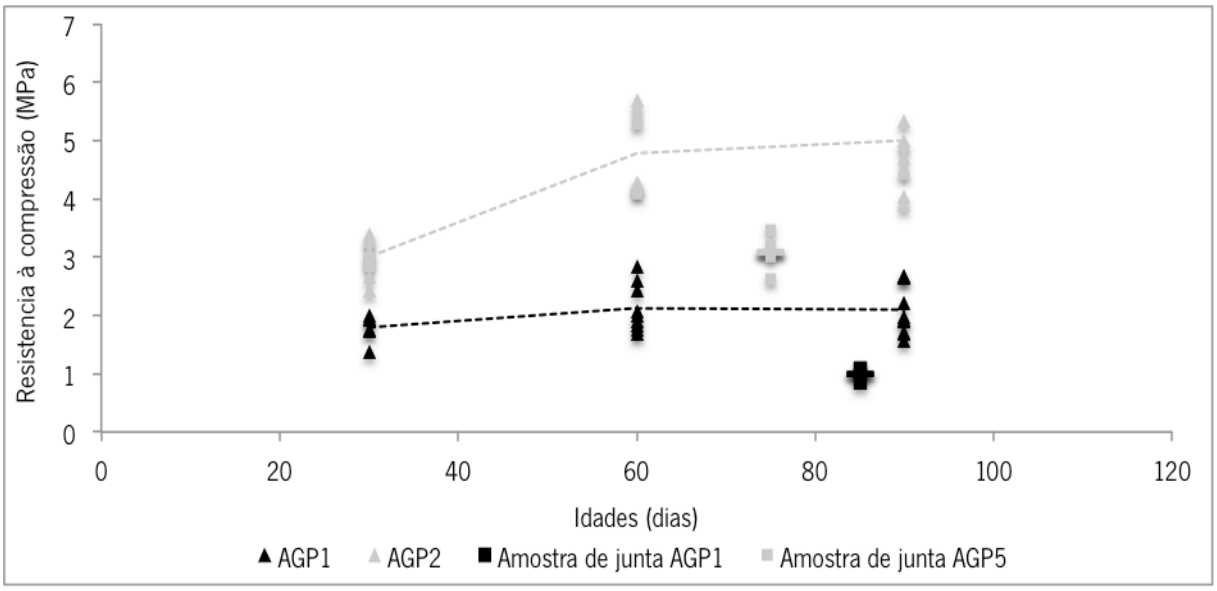


Gráfico 3.10: Resistência à compressão dos cilindros de argamassa.

Esta evolução da resistência, já foi observada anteriormente na análise da resistência à compressão dos BTC isolados, pois como se observou a resistência destes aumentava consideravelmente dos 30 para os 60 dias, e também se mantinha praticamente constante do 60 aos 90 dias, só voltando a aumentar a sua resistência dos 90 aos 180 dias. Demonstrando desta forma, que esta evolução da resistência poderá ser o comportamento típico de materiais ativados alcalinamente.

Mais uma vez, estes resultados confirmam que a hipótese admitida, aquando da escolha das argamassas em cura térmica está correta, uma vez que quando sujeitas às condições de cura normal estas atingiram as resistências pretendidas.

Os resultados obtidos para as amostras das argamassas de junta retiradas aquando da construção das paredes, também representadas no gráfico anterior, parecem contradizer esta conclusão. É possível aferir o descrito uma vez que a resistência à compressão foi de 1 MPa, para o caso da argamassa AGP1, e 3,1 MPa, para o caso da argamassa AGP5, valores consideravelmente inferiores ao pretendido. No entanto, esta diferença deve-se, muito provavelmente, ao estado da argamassa no momento da sua recolha para os moldes cilíndricos. A argamassa recolhida correspondia a excedentes, que ao final de algum tempo não eram utilizados nas juntas, apresentando por isso uma menor trabalhabilidade do que a argamassa produzida exclusivamente para o fabrico dos cilindros, conduzindo desta forma, a cilindros com um maior índice de vazios, menor densidade e consequentemente menor resistência mecânica.

Quanto ao módulo de elasticidade, verifica-se que em geral, este aumenta com o aumento da resistência à compressão, exceto no caso de AGP1, quando a idade de cura aumenta dos 60 para os 90 dias, apresentando uma diminuição significativa.

Conforme se pode observar no Gráfico 3.10 e na Tabela 3.11 os resultados obtidos para o módulo de elasticidade são extremamente dispersos e conduzem a valores de coeficientes de variação mais elevados do que o normalmente aceitável. Esta variabilidade de resultados obtidos pode dever-se a algumas incorreções durante o ensaio, uma vez que os cilindros são de reduzida dimensão e qualquer irregularidade na sua superfície, que não tenha sido corretamente corrigida, pode conduzir a que o carregamento não seja uniforme e conduza a valores errados. No entanto, a instabilidade da resistência dos geopolímeros entre os 30 e os 90 dias de cura, já evidenciada anteriormente, também poderá ter contribuído para esta situação.

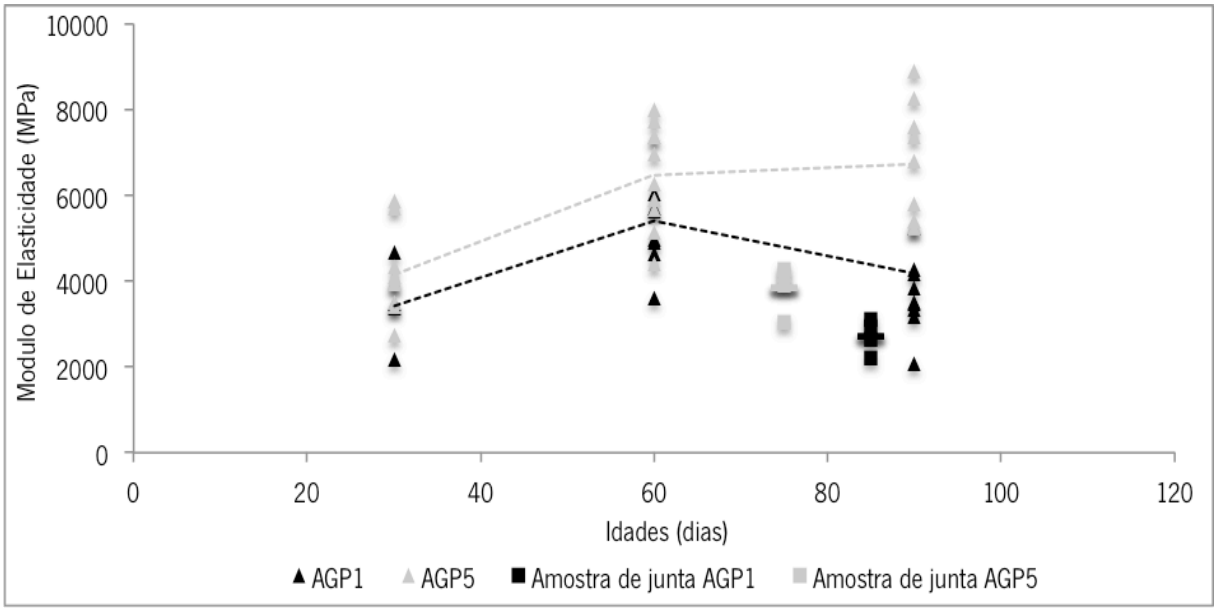


Gráfico 3.11: Módulo de elasticidade dos cilindros de argamassa.

Quanto aos resultados obtidos para as amostras das argamassas de junta retiradas aquando da construção das paredes, verifica-se que estas também são bastante inferiores ao espectável, não estando de acordo com os resultados obtidos para o ensaio de resistência à compressão dos restantes cilindros.

A relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão, no caso da argamassa AGP5, é praticamente linear, inclusive a amostra retirada aquando da construção das paredes, sendo o módulo de elasticidade cerca de 1300 vezes superior à resistência à compressão. O mesmo não se reflete na argamassa AGP1, onde dos 60 para os 90 dias a resistência à compressão se mantém praticamente constante e o módulo de elasticidade apresenta um decréscimo considerável.

Por ultimo, na Figura 3.23, são apresentados os principais modos de rotura verificados no ensaio à compressão dos cilindros, permitindo a divisão destes modos essencialmente em três tipos. O primeiro e mais comum corresponde à abertura de fendas verticais do topo até à base do cilindro, o segundo, um pouco menos comum que o anterior corresponde à formação de um tronco de pirâmide, introduzido pelo confinamento da base e do topo do cilindro, e o terceiro, também ele menos comum, corresponde ao escorregamento ao longo de um plano diagonal.

Figura 3.23: Modos de rotura mais comuns do ensaio de compressão dos cilindros.

3.7 Considerações finais

O solo residual granítico do Minho utilizado para o fabrico dos BTC, não é um solo adequado para a construção em terra. No entanto, como demonstrado, ao proceder-se à sua estabilização através da técnica de ativação alcalina, conseguem-se obter excelentes resultados a nível de resistência.

Apesar de se alcançar uma resistência considerável nos BTC, no estudo da sua evolução verificou-se que esta não ocorre de forma direta e linear, apresentando até um decréscimo bastante significativo aproximadamente aos 30 dias de idade. Este comportamento poderá ser o comportamento típico de geopolímeros, no entanto, é importante no futuro efetuar uma nova análise da evolução da tensão de rotura dos BTC ao longo da idade de cura, onde se efetuem ensaios num menor intervalo de tempo, de forma a ser possível aferir com maior exatidão sobre o seu comportamento à compressão. Além disto, é também importante efetuar análises químicas, com o objetivo de tentar compreender a razão deste comportamento.

Em relação às argamassas, verificou-se que durante o seu desenvolvimento a concentração do ativador é dos fatores com maior influência na sua resistência, e que a hipótese admitida em relação ao decréscimo da resistência em cura térmica foi correta, já que com ambas as formulações escolhidas se conseguiu atingir a resistência pretendida.

Nos ensaios de caracterização mecânica das argamassas, obtiveram-se valores, que não correspondiam, na sua totalidade, ao espectável. Além disso, os elevados valores de coeficientes de variação obtidos, demonstram que existe uma grande variabilidade no comportamento destas

argamassas, demonstrando também algumas incertezas em relação à evolução da resistência dos geopolímeros.

Também, nos casos das argamassas, seria aconselhável repetir os ensaios, em especial os ensaios de módulo de elasticidade dos cilindros, já que estes foram os que apresentaram valores mais díspares.

Depois de neste capitulo terem sido estudadas as características dos BTC e das argamassas individualmente, interessa nos próximo capítulos estudar a sua interação e saber qual a influência das argamassas na alvenaria de BTC.

Capítulo 4

CONSTRUÇÃO E ENSAIO DOS PRISMAS DE BTC

4.1 Introdução

Depois de estudadas as características mecânicas dos BTC e das argamassas desenvolvidas anteriormente, interessa agora conhecer as propriedades destes materiais em conjunto. Para isso, neste capítulo, foram ensaiados à compressão prismas de alvenaria com 5 BTC e ensaiados ao corte prismas de alvenaria com 3 BTC.

Neste capítulo, além de se tentar compreender o comportamento destes prismas de BTC, pretende-se, ainda, compreender a influência de cada uma das argamassas desenvolvidas no seu comportamento, ou seja, averiguar se o uso de argamassa nos prismas de BTC conduz ou não a um aumento da resistência mecânica. Assim, para o ensaio de compressão, serão ensaiados 3 prismas com junta seca, 3 prismas com a argamassa AGP1 e 3 prismas com a argamassa AGP5. Para os ensaios de corte, como a norma EN1053-2 (2002) exige que os prismas sejam sujeitos a 3 níveis de confinamento diferentes, serão ensaiados 9 prismas com junta seca, 9 prismas com a argamassa AGP1 e 9 prismas com a argamassa AGP5.

Nos prismas de junta seca, a resistência à compressão e ao corte deve ser garantida pelas propriedades do próprio bloco e pelo atrito da interface entre os blocos. No entanto, nos prismas com

argamassa, o seu comportamento para além de depender do comportamento do próprio bloco, dependerá também da resistência da argamassa.

4.2 Ensaio de compressão de prismas de BTC

Os ensaios de compressão dos prismas de alvenaria são frequentemente efetuados de forma a determinar a resistência à compressão da alvenaria. Este tipo de provetes tem a vantagem de ser efetuado em provetes pequenos e fáceis de ensaiar, contudo, não são verdadeiramente representativos do aparelho de alvenaria, uma vez que não possuem descontinuidades ao nível das juntas verticais.

4.2.1 Processo de construção

A construção dos prismas com junta seca é bastante rápido e simples, e consiste unicamente em alinhar verticalmente 5 BTC no pórtico de teste aquando do momento do ensaio. Apenas é necessário ter em atenção se os BTC não possuam irregularidades, e que o provete no final fique devidamente nivelado quer a nível vertical quer horizontal. Os ensaios dos prismas de junta seca foram efetuados com BTC com cerca de 90 dias de idade.

O processo de construção dos prismas com argamassa é um pouco mais complexo e moroso, mas efetua-se da mesma forma para ambas as argamassas. A construção dos prismas foi efetuado sensivelmente 2 meses antes da data prevista para o ensaio de modo a que a argamassa pudesse curar e atingir a resistência necessária. Os BTC utilizados na construção tinham cerca de 30 dias de idade, para assim serem ensaiados também com 90 dias de idade como os utilizados nos ensaios com junta seca.

Para a construção dos prismas com argamassa, começa-se por selecionar os BTC a utilizar e verificar se estes possuem ranhuras e irregularidades, pois caso tal se verifique, devem ser corrigidos ou substituídos. Em seguida deve-se escolher um local limpo e amplo para a construção dos prismas, e verificar com recurso a um nível, se o local está devidamente nivelado, pois a construção de prismas desnivelados conduzirá a resultados imprecisos.

Em seguida, é necessário começar a preparar as argamassas. Estas são efetuadas em pequenas porções, cerca de 1,5Kg de cada vez, ao longo da construção dos prismas, de modo a manter sempre a argamassa fresca e trabalhável. Quando a argamassa começa a perder a sua trabalhabilidade torna-se difícil de espalhar e de assentar os blocos e, além disto espera-se que uma argamassa com trabalhabilidade inferior resulte numa porosidade maior e consequentemente numa resistência inferior à desejada.

Conforme se pode visualizar na Figura 4.1 (a), depois de pesados todos os componentes da argamassa (solo, cinza e ativador) procede-se à mistura dos componentes sólidos, tanto o quanto necessário para que esta apresente um aspeto uniforme. Estando esta etapa concluída, adiciona-se o ativador à mistura, envolvendo-a manualmente, como já descrito no capítulo anterior, de forma a obter uma argamassa o mais homogénea possível.(Figura 4.1 (b)).

(a) (b)

Figura 4.1: Preparação da argamassa: (a) mistura de cinzas e solo; (b) mistura húmida.

Os prismas são construídos sobre uma tábua de suporte de madeira, para que depois de finalizados seja mais fácil e seguro o seu manuseamento e transporte.

Depois de colocados os BTC sobre a tábua, a sua superfície é humedecida com recurso a um vaporizador, de modo a evitar que aquando da colocação da argamassa na superfície do bloco, este não absorva imediatamente a humidade presente na mesma (Figura 4.2 (a)). Em seguida, a argamassa é espalhada com as mãos sobre o bloco com uma espessura de cerca de 10mm (Figura 4.2 (b)), isto é, com uma espessura suficiente para igualar a saliência do encaixe. Garantir esta espessura da junta é muito importante, pois é necessário assegurar que no caso dos prismas com

argamassa os encaixes não têm qualquer influência na sua resistência, já que um dos objetivos principais destes ensaios é comparar os dois sistemas construtivos.

Preenchida a totalidade da superfície do bloco com argamassa, procede-se à colocação de outro BTC sobre o anterior, tendo o cuidado de também humedecer a base do BTC colocado, e de o manter devidamente centrado e nivelado (Figura 4.2 (c)). Este processo repete-se até se completar os prismas com 5 BTC.

Figura 4.2: Processo de construção dos prismas: (a) superfície humedecida; (b) colocação da argamassa; (c) colocação dos BTC; (d) nivelamento dos prismas.

Os três prismas vão sendo construídos em simultâneo, sendo importante esperar algum tempo antes da colocação dos BTC das camadas superiores, de modo a que as juntas inferiores tenham algum tempo de secagem, permitindo dessa forma o ganho de consistência por parte da argamassa. Caso contrário, uma maior rapidez na construção dos prismas poderia conduzir ao assentamento das

camadas de argamassa inferiores, quer pelo processo de assentamento quer devido ao elevado peso dos BTC.

Durante todo o processo de construção dos prismas, é importante utilizar sempre a argamassa fresca e trabalhável, e ir garantindo, com recurso a um nível, que a alvenaria se mantenha completamente vertical e plana (Figura 4.2 (d)).

Depois de terminada a construção dos prismas de BTC que utilizam argamassa na junta horizontal, estes são limpos com recurso a uma esponja húmida, de forma a regularizar qualquer imperfeição e a retirar o excesso de argamassa que tenha ficado nas juntas ou que de alguma forma tenha sido transmitida para a face dos BTC.

Na Figura 4.3 é possível visualizar o aspeto final dos prismas com 5 BTC. Estes são deixados a curar durante algumas horas sobre as bancadas, e, assim que possuam alguma resistência, são cuidadosamente transportados para um local onde possam permanecer até completarem a sua cura.

Figura 4.3: Prismas com 5 BTC.

Alguns dias antes dos ensaios dos prismas, procedeu-se à pintura das suas faces com uma tinta de água de cor branca (Figura 4.4). Este processo além de garantir um aspeto mais agradável aos prismas, permite, aquando do seu ensaio, visualizar de forma mais clara o seu modo de rotura e proceder à marcação das fendas que possam surgir, caso seja necessário.

Para os prismas com junta seca foram pintados todos os BTC a utilizar no ensaio.

Figura 4.4: Prismas de BTC pintados de branco.

4.2.2 Sistema e procedimento de ensaio

O ensaio de compressão com prismas com 5 BTC foi efetuado com base na norma ASTM C1314-03b. Esta norma específica que sejam construídos pelo menos 3 prismas, com um mínimo de 2 blocos em altura e que possuam um rácio entre a altura e a espessura, que se situe entre 1,3 e 5,0. No caso dos prismas em análise a altura é de aproximadamente 500 mm e a espessura de 140 mm, obtendo-se um rácio de aproximadamente 3,6.

Para se proceder ao ensaio, os prismas são cuidadosamente colocados no pórtico de ensaio, não sendo necessário a utilização de nenhum tipo de argamassa para regularizar a base e o topo dos prismas, uma vez que as chapas utilizadas na prensa de produzir BTC foram utilizadas para este fim e possuem a forma exata dos BTC, permitindo assim uma distribuição uniforme da força aplicada. Além destas chapas foi também colocada uma outra chapa e uma rótula no topo do provete, e todo este conjunto foi devidamente centrado com a célula de carga para que a distribuição de força fosse o mais homogénea possível.

É necessário também, ter-se o cuidado de limpar devidamente as chapas no início de cada ensaio, de forma que não exista qualquer material que possa interferir com o prisma ensaiado. Por uma questão de segurança, foram colocadas correntes em volta da chapa superior, uma vez que o comportamento do prisma não era conhecido, e este poderia desabar subitamente, causando danos. Por este motivo, também se evitou a marcação das fendas nos prismas com um marcador ao longo do ensaio, tendo este processo sido apenas efetuado no final, depois de retiradas todas as chapas.

Inicialmente optou-se por um esquema de ensaio, que pressupõem a colocação de 4 LVDT's, um em cada uma das faces do prisma, entre a chapa superior e a chapa inferior do sistema de ensaio, como se pode visualizar na Figura 4.5. Desta forma, os 4 LVDT's colocados iriam permitir medir o deslocamento interno de todos os 5 BTC que constituem o prisma. No entanto, verificou-se que as medições efetuadas pelos LVDT's estavam a coincidir com as medições efetuadas pela leitura interna do atuador, e além disso estavam a medir também os ajustes que poderiam existir em todo sistema de ensaio. Como, na realidade, o objetivo era aferir sobre o comportamento das juntas, optou-se por alterar o esquema de ensaio, colocando desta vez dois LVDT's entre o segundo e o quarto BTC na parte da frente do prisma, e dois LVDT's entre o segundo e o quarto BTC na parte traseira do prisma (Figura 4.6).

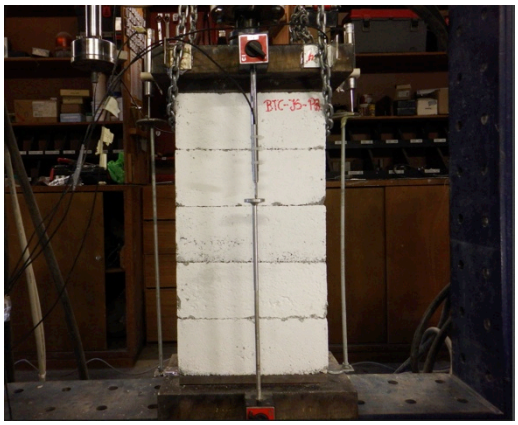
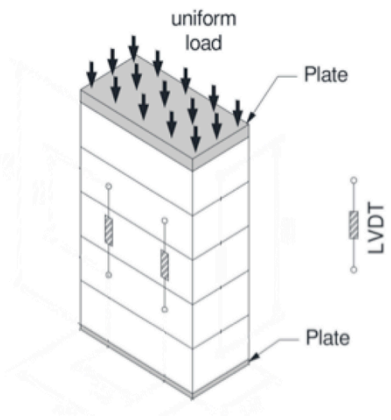
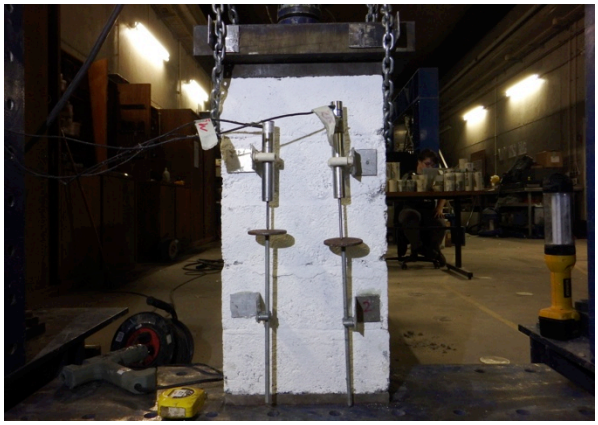


Figura 4.5: Esquema de ensaio inicialmente adotado.





(a) (b)

Figura 4.6: Esquema de ensaio dos prismas: (a) desenho esquemático do ensaio (Sturm, 2013); (b) imagem real do ensaio.

Assim sendo, os dois prismas com junta seca, e o primeiro prisma com argamassa AGP1, foram ensaiados utilizando o primeiro esquema de ensaio descrito, e os restantes foram ensaiados utilizando o segundo esquema de ensaio, tal como é apresentado na figura anterior.

Tal como se pode verificar através da visualização da Figura 4.6, foram então colocados dois LVDT's em cada uma das faces principais dos prismas de modo a medir o deslocamento relativo entre, aproximadamente, o meio do segundo e do quarto BTC, a uma distância de aproximadamente 200mm. Os LVDT's foram acoplados a chapas metálicas em forma de L, assim como os respetivos pratos, através de uma abraçadeira, sendo posteriormente fixados aos prismas com recurso a uma pistola de cola termofusível.

Estes LVDT's colocados nas faces principais dos prismas, também serão importantes para compreender se existiu alguma rotação do prisma ao longo do ensaio. Caso se verifique que os deslocamentos medidos pelos 4 LVDT's são muito diferentes entre si, pode-se concluir que o carregamento dos prismas não foi igual em todas as faces, tendo este sofrido rotação em qualquer um dos seus eixos.

Depois de preparado todo o ensaio, o provete é devidamente numerado e são medidas todas as suas dimensões, incluindo a distância entre o centro das chapas em L que suportam os pratos e os LVDT's, para desta forma ser possível, aquando da análise dos dados, calcular a área da secção carregada e as extensões referentes a cada LVDT.

Quanto ao carregamento do prisma, a norma ASTM C1314-03b recomenda que seja aplicada carga a uma velocidade conveniente até cerca de metade da carga máxima espectável para o prisma, e depois aplicada a restante carga até à rotura a uma velocidade apropriada, de forma que o ensaio decorra entre 1 e 2 minutos. No entanto, para o ensaio dos prismas optou-se por utilizar uma velocidade de carregamento em controlo de deslocamento de 0,004mm/s, já que este valor se aproximava dos valores usualmente utilizados em trabalhos anteriores (Silva et al., 2013). O carregamento em controlo de deslocamento também permitir visualizar e compreender melhor o comportamento pós-pico dos prismas, muito importante para comparar o modo de rotura de cada tipologia de prismas em análise, e perceber se a sua rotura é mais do tipo dúctil ou frágil.

Quanto ao critério de paragem, tentou-se sempre que possível, deixar decrescer o valor do carregamento até cerca de 50% do máximo obtido.

A tensão de compressão, em MPa, é dada pela média da tensão máxima de cada prisma que corresponde à razão entre a força máxima aplicada em N e a área da secção de carregamento em mm^2.

Apesar de o sistema de ensaio usado ter sido diferente para os prismas com junta seca e para o primeiro prisma com a argamassa AGP1, a velocidade de ensaio e todo o restante procedimento foi igual para todos os tipos de prismas, independentemente de serem de junta seca ou com as argamassas AGP1 e AGP5.

Os prismas com junta seca e com argamassa AGP1 foram ensaiados num pórtico com uma célula com uma capacidade de carga próxima dos 150kN. No entanto, os prismas com a argamassa AGP5 foram ensaiados num pórtico diferente com uma célula com capacidade de carga próxima dos 600kN, uma vez que a primeira célula não tinha capacidade para levar os prismas até à rotura.

Os prismas com a argamassa AGP1 foram construídos a 17 de abril e ensaiados a 2 de julho, e os prismas com a argamassa AGP5 foram construídos a 24 de julho e ensaiados a 7 de outubro, tendo por isso ambos uma idade de aproximadamente 75 dias. Assim sendo, as argamassas utilizadas possuíam cerca de 75 dias de idade, apresentando uma resistência de aproximadamente 2MPa no caso de AGP1 e de 5MPa no caso de AGP5. Os BTC utilizados nos 3 tipos de prismas possuíam uma idade entre os 100 e os 120 dias, apresentando por isso uma resistência entre os 5 e os 6MPa, segundo os ensaios de compressão dos BTC isolados descritos no capítulo anterior.

Apesar de inicialmente se ter definido que os prismas seriam ensaiados cerca de 60 dias após serem construídos, de forma que os BTC possuíssem cerca de 90 dias e as argamassas cerca de 60 dias, tal não foi possível devido à indisponibilidade dos pórticos de ensaio.

4.2.3 Discussão dos resultados

Os resultados obtidos nos ensaios de compressão dos prismas, são apresentados de forma sumária na Tabela 4.1, em termos de resistência à compressão.

Tabela 4.1: Resistência à compressão dos prismas de BTC.

		Junta Seca			Junta com AGP1			Junta com AGP5		
Número do prisma		1	2	3	1	2	3	1	2	3
Resistência à compressão (MPa)	Tensão máxima	–	1,51	1,57	3,17	3,72	3,60	4,60	4,40	2,50 *
	Valor médio	1,54			3,49			4,50		
	Coeficiente de variação	3%			8%			3%		

* Não considerado na média por se afastar consideravelmente do conjunto e apresentar um comportamento invulgar durante o ensaio.

No ensaio dos prismas com junta seca, apesar de terem sido efetuados e ensaiados 3 prismas, os resultados do primeiro prisma perderam-se devido a um problema informático, desta forma, o valor médio apresentado corresponde apenas ao resultado do segundo e terceiro prismas.

No caso dos prismas com a argamassa AGP5, o último prisma ensaiado apresentou um comportamento muito distinto dos anteriores, devido, possivelmente, à carga ter sido aplicada de forma excêntrica, como se verificou nas medições efetuadas pelos LVDT's colocados nas faces deste, o que conduziu a uma rotura muito precoce, não sendo por isso contabilizado o seu resultado nos valores médios de tensão e de módulo de elasticidade apresentados.

Segundo os resultados obtidos, verifica-se, como expectável, que os prismas com junta seca são os que apresentam menor resistência à compressão com um valor médio de 1,54 MPa, ou seja, cerca de 30% da resistência à compressão dos BTC com 110 dias (≈5,5MPa). Este decréscimo de resistência deve-se possivelmente à concentração de tensões existentes entre os BTC, devido à inexistência de argamassa.

Os prismas com a argamassa AGP1 apresentam uma resistência à compressão de 3,49MPa, ou seja, cerca de 2,26 vezes superior aos prismas com junta seca. Comparativamente com a resistência dos blocos estudados no capítulo anterior, a resistência dos prismas corresponde a 64% da resistência destes. Face a estes resultados, verifica-se que a utilização de argamassa de junta, mesmo que de baixa resistência, como é o caso da argamassa AGP1, melhora consideravelmente a resistência à

compressão dos prismas, já que é capaz de reduzir, ou mesmo eliminar, os pontos de concentração de tensões existentes nas juntas de BTC.

Por último, os prismas com a argamassa AGP5 são, das três tipologias estudadas, os que apresentam maior resistência à compressão, com um valor de 4,50MPa, ou seja, quase 3 vezes superior aos prismas com junta seca, e 1,29 vezes superior ao dos prismas com a argamassa AGP1. Comparativamente com a resistência dos blocos estudados no capítulo anterior, a resistência dos prismas corresponde a 0,81 vezes a resistência destes.

A resistência de um sistema de alvenaria é uma combinação complexa dos diferentes materiais que compõem o sistema, neste caso os BTC e a argamassa. Desta forma, ao aumentar a resistência da argamassa, como foi o caso dos prismas de AGP5, onde o objetivo era ter uma argamassa tão resistente como os blocos, aumentou-se a resistência de todo o conjunto, conseguindo-se aproveitar quase a totalidade da resistência dos blocos, uma vez que a resistência destes apenas é 20% superior à dos prismas.

Os gráficos apresentados em seguida, ilustram a tensão-extensão dos prismas ao longo do ensaio de compressão.

São apresentados gráficos distintos para a extensão medida pelo atuador e para a extensão medida pelos LVDT's colocados nas faces principais dos prismas. A primeira, denominada de agora em diante como extensão "externa", corresponde à extensão medida entre o topo e a base do sistema de ensaio e contabiliza todo o sistema, incluindo a interface entre o prisma e as chapas utilizadas. A segunda, designada por extensão "interna", corresponde apenas à extensão entre o segundo e o quarto BTC, ou seja, a dois conjuntos bloco-junta.

Como já referido anteriormente, no caso dos prismas com junta seca, o sistema de ensaio utilizado não possuía os LVDT's entre o segundo e o quarto bloco, por isso, o Gráfico 4.1 corresponde apenas à extensão externa.

As curvas apresentadas no Gráfico 4.1 caracterizam-se por um ajuste inicial bastante longo, que está relacionado com a acomodação dos BTC nas juntas secas e na interface com as chapas. Quanto ao comportamento pós-pico, verifica-se que existe um patamar considerável, e que o decréscimo da tensão é bastante gradual, exibindo um comportamento dúctil quando comparado com os prismas que possuem argamassa de junta.

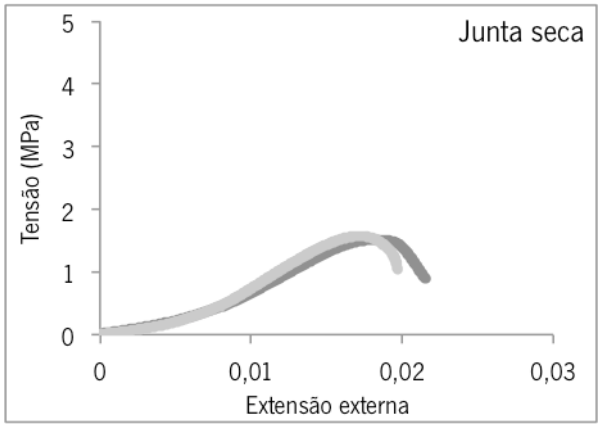
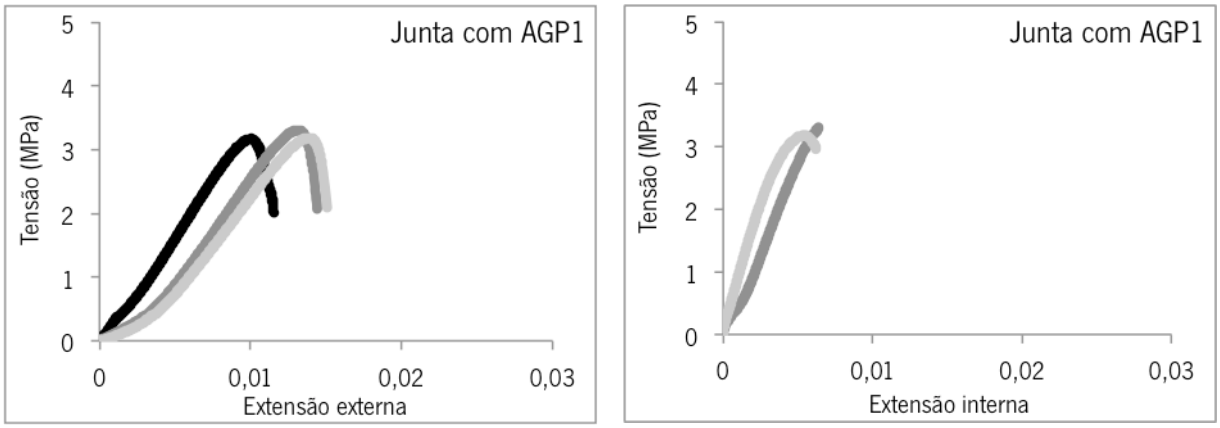


Gráfico 4.1: Tensão-Extensão para os prismas de junta seca.

No Gráfico 4.2 e no Gráfico 4.3 são apresentadas as curvas tensão-extensão, para os prismas com argamassa AGP1 e argamassa AGP5, respetivamente. Como se pode verificar nos gráficos da extensão externa, também é possível observar a existência de um período de ajuste, tal como acontece para o caso dos ensaios realizados em prismas com junta seca, apesar deste ajuste ser bastante menor. No entanto, o seu comportamento pós-pico é bastante diferente, exibindo um comportamento mais frágil, em especial no caso do prisma com a argamassa AGP5, com um patamar bastante reduzido e um decréscimo da tensão acelerado.

Quanto aos gráficos da extensão interna, verifica-se que estas curvas apresentam um declive muito superior ao declive das curvas da extensão externa, sendo o período de ajuste praticamente inexistente. Como a extensão dos prismas entre o primeiro e o último BTC deveria ser praticamente constante e independente da distância a que estes se colocam, considerando que esta se comporta de forma aproximadamente homogénea, pode-se concluir que a diferença entre a extensão interna e a extensão externa ocorre devido ao ajuste entre as faces dos prismas e as chapas. No entanto, após este período de ajuste, a curva da extensão externa deveria aproximar-se do declive da curva da extensão interna, o que também não se verifica. Esta diferença pode continuar a dever-se ao ajuste entre a interface do prisma e as chapas, ou seja, durante todo o ensaio vai existindo uma acomodação entre as faces dos BTC e as chapas que conduz a que a extensão externa seja diferente da extensão interna ao longo de todo o ensaio.



(a) (b)

Gráfico 4.2: Tensão-Extensão para os prismas com argamassa AGP1: (a) extensão externa; (b) extensão interna.

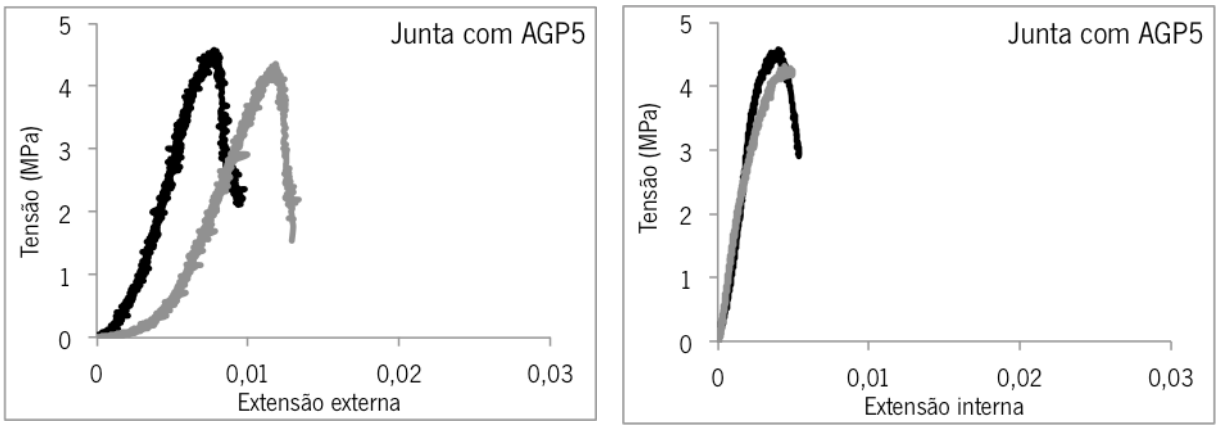


Gráfico 4.3: Tensão-Extensão para os prismas com argamassa AGP5: (a) extensão externa; (b) extensão interna.

Desta forma, como o módulo de elasticidade depende da extensão do prisma, não seria exato calcular o seu valor tendo apenas em consideração o valor da extensão externa, uma vez que se estaria a incluir também a extensão existente entre o prisma e as chapas, e, como se pode verificar nos gráficos apresentados, esta situação conduz a um menor declive da curva e, consequentemente, a um módulo de elasticidade mais baixo e que não representa a realidade.

Ainda assim, de modo a avaliar também a influência deste ajuste entre as faces dos prismas e as chapas no módulo de elasticidade, optou-se por calcular o seu valor para ambas as extensões, considerando, contudo, o valor apresentado como extensão interna como o que melhor representa a

realidade. Este foi calculado entre 30 e 60% (zona linear) dos gráficos tensão-extensão dos prismas, através de uma regressão linear.

Em alguns trabalhos apresentados na bibliografia, por vezes, o cálculo do módulo de elasticidade efetua-se para valores mais baixos, como por exemplo, entre 5 e 30% da resistência à compressão. No entanto, como foi possível observar nos gráficos apresentados anteriormente, o ajuste das curvas, em especial das curvas dos prismas de junta seca, não permite que este seja calculado para valores tão baixos, já que só a partir de cerca de 30% da resistência é que as mesmas se tornam lineares.

No caso dos prismas com junta seca, só foi possível calcular o módulo de elasticidade através da extensão externa, uma vez que não se efetuou medição interna entre os blocos.

Tabela 4.2: Módulo de elasticidade para os prismas de BTC.

		Junta Seca			Junta com AGP1			Junta com AGP5		
Número do prisma		1	2	3	1	2	3	1	2	3
Módulo de elasticidade externo (MPa)	Módulo de elasticidade	_	121,1	146,5	375,1	371,7	345,5	818,4	616,6	437,4*
	Valor médio	133,8			364,1			715,5		
	Coeficiente de variação	10%			3%			20%		
Módulo de elasticidade interno (MPa)	Módulo de elasticidade	_	_	_	_	727,7	901,2	1910,3	1500	869,2*
	Valor médio	_			814,5			1705,15		
	Coeficiente de variação	_			15%			17%		
Módulo de elasticidade interno/ Módulo de elasticidade externo		_			2,2			2,4		
Módulo de elasticidade/ Resistência à compressão		87**			233			379		

* Não considerado na média por se afastar consideravelmente do conjunto e apresentar um comportamento invulgar durante o ensaio.

** Razão entre o módulo de elasticidade externo e a resistência à compressão.

Quanto ao módulo de elasticidade externo, verifica-se que o valor obtido para os prismas com junta seca é cerca de 3 e 5 vezes menor do que o valor obtido para os prismas em que foram aplicadas nas juntas as argamassas AGP1 e AGP5, respetivamente. Este valor está relacionado com o deslocamento ocorrido nas juntas, e, como se pode verificar nos gráficos anteriores, este é muito maior no caso dos prismas com junta seca.

Quanto ao módulo de elasticidade interno, como expectável, verifica-se que este é muito superior ao módulo de elasticidade externo, conduzindo a valores duas vezes superiores. Comparando os resultados obtidos entre os dois prismas com argamassa, verifica-se que os prismas com AGP5 possuem um módulo aproximadamente duas vezes superior ao dos prismas com AGP1. Tal diferença já era também expectável, pois, como se observou nos referidos gráficos, o deslocamento das juntas dos prismas com AGP1 é cerca de 40% superior ao dos prismas com AGP5, devido à maior flexibilidade desta argamassa.

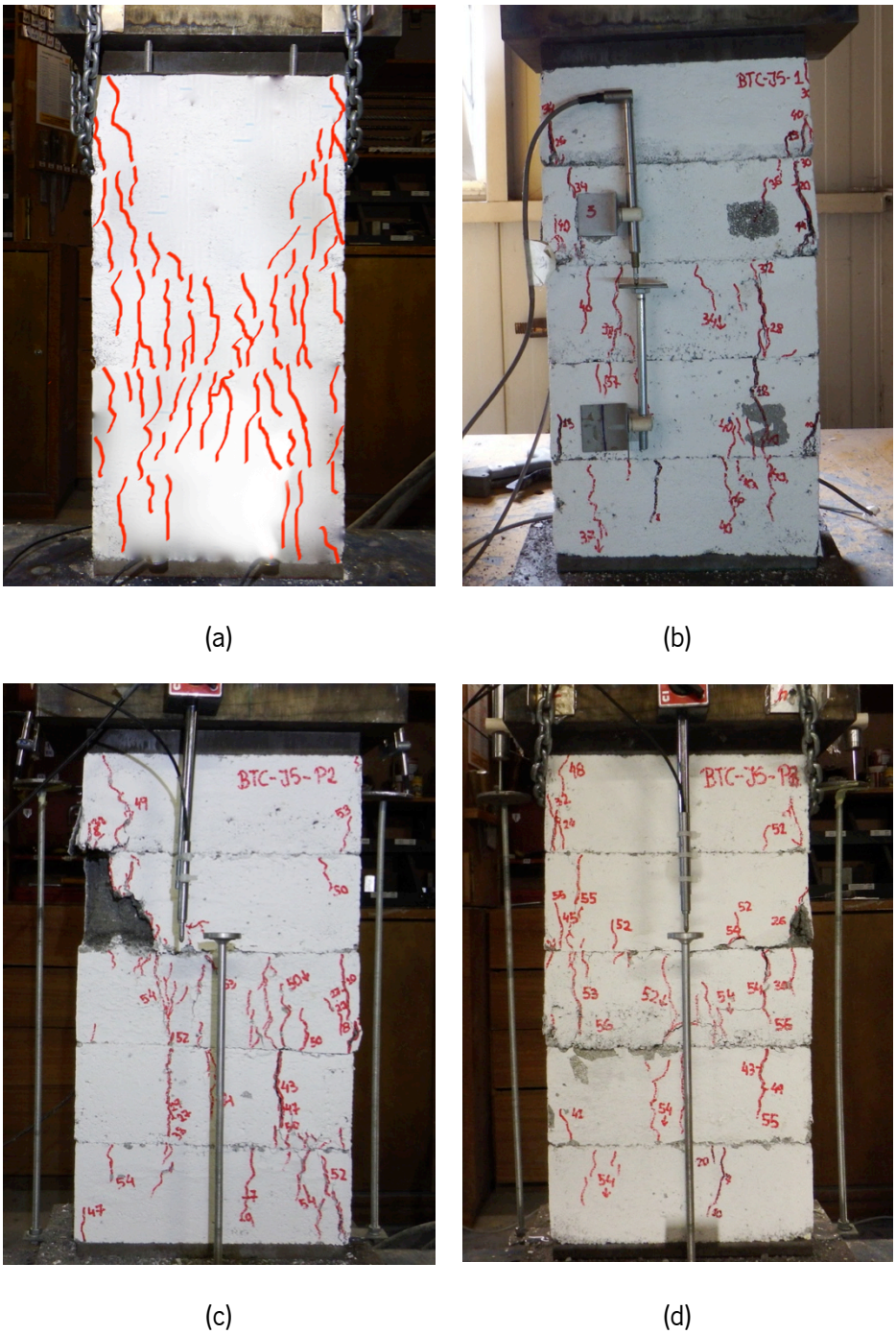
4.2.3.1 Modos de rotura

Passando agora para a análise do modo de rotura dos prismas, verifica-se que para cada tipo de prisma, junta seca, argamassa AGP1 e argamassa AGP5, o modo de rotura se desenvolve de forma diferente, apresentando, ainda assim, algumas semelhanças. Em todos eles se pode observar que o modo de rotura tem tendência a formar um tronco de pirâmide, já característico no modo de rotura dos BTC, devido ao confinamento introduzido pelas placas de confinamento.

Na Figura 4.7 (a) está representado de forma esquemática o modo de rotura mais comum dos prismas com junta seca, e na Figura 4.7 (b), (c) e (d), pode-se visualizar o modo de rotura real apresentado pelos prismas ensaiados, sendo este bastante semelhante em todos os provetes.

No caso dos prismas com junta seca, a abertura das primeiras fendas ocorreu bastante cedo, para valores de força entre 8 e 10 kN, ou seja, cerca de 0,25 MPa, que corresponde a aproximadamente 16% da resistência máxima dos prismas, e foram aumentando continuamente até à rotura do provete e durante o período de pós-pico. Durante todo o ensaio foi visível que a abertura de fendas e a rotura do provete aconteceram de forma gradual, e não de forma repentina e inesperada, comprovando mais uma vez que esta tipologia é a que apresenta um carácter mais dúctil.

Como se pode verificar, o modo de rotura tem tendência para formar um tronco, onde os BTC do meio são os que apresentam maiores danos, ao contrário do primeiro e do último BTC que quase não apresentam fendas. Este facto pode ser justificado, devido ao confinamento introduzido pelas placas metálicas no topo e na base do prisma.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 4.7: Modo de rotura dos prismas com junta seca: (a) desenho esquemático das fendas; (b) modo de rotura do prisma n°1; (b) modo de rotura do prisma n°2; (c) modo de rotura do prisma n°3.

Verifica-se, também, que as fendas atravessam, na grande maioria, todo o bloco e se desenvolvem também de uns blocos para os outros, sugerindo que apesar da junta seca, os esforço se vão transmitindo entre os BTC.

Além do já referido anteriormente, a inexistência de argamassa e as imperfeições geométricas de alguns blocos, levam à concentração de tensões entre as juntas, que conduz ao esmagamento de alguns pontos de contacto entre os BTC, como pode ser observado na figura.

Na Figura 4.8 é possível visualizar as fendas existentes nas partes laterais dos prismas. Na figura da esquerda verifica-se que o prisma acabou por colapsar no final do ensaio devido a uma fenda oblíqua que atravessou todo o prisma desde o BTC de baixo da parte traseira até ao segundo BTC da frente do prisma. Na figura da direita verifica-se que nas laterais dos prismas, as fendas se propagaram também de forma vertical atravessando todo o bloco e transmitindo-se de uns blocos para os outros com maior incidência nos blocos do meio.

Figura 4.8: Modo de rotura dos prisma com junta seca, faces laterais.

O modo de rotura dos provetes com junta com argamassa AGP1 (Figura 4.9), ao contrário dos prismas com junta seca, apresentam roturas um pouco distintas entre si. No esquema efetuado com base nos modos de roturas destes provetes, verifica-se que as fendas se desenvolvem verticalmente, atravessando os blocos e as juntas, mostrando assim a forte transmissão de esforços ao longo do prisma. Neste caso, as fendas também ocorrem sobretudo nos blocos do centro do prisma e tendem a

formar um tronco. Além disto, verifica-se também o aparecimento de algumas fissuras horizontais bastante finas próximo das juntas, resultantes da expansão da argamassa.

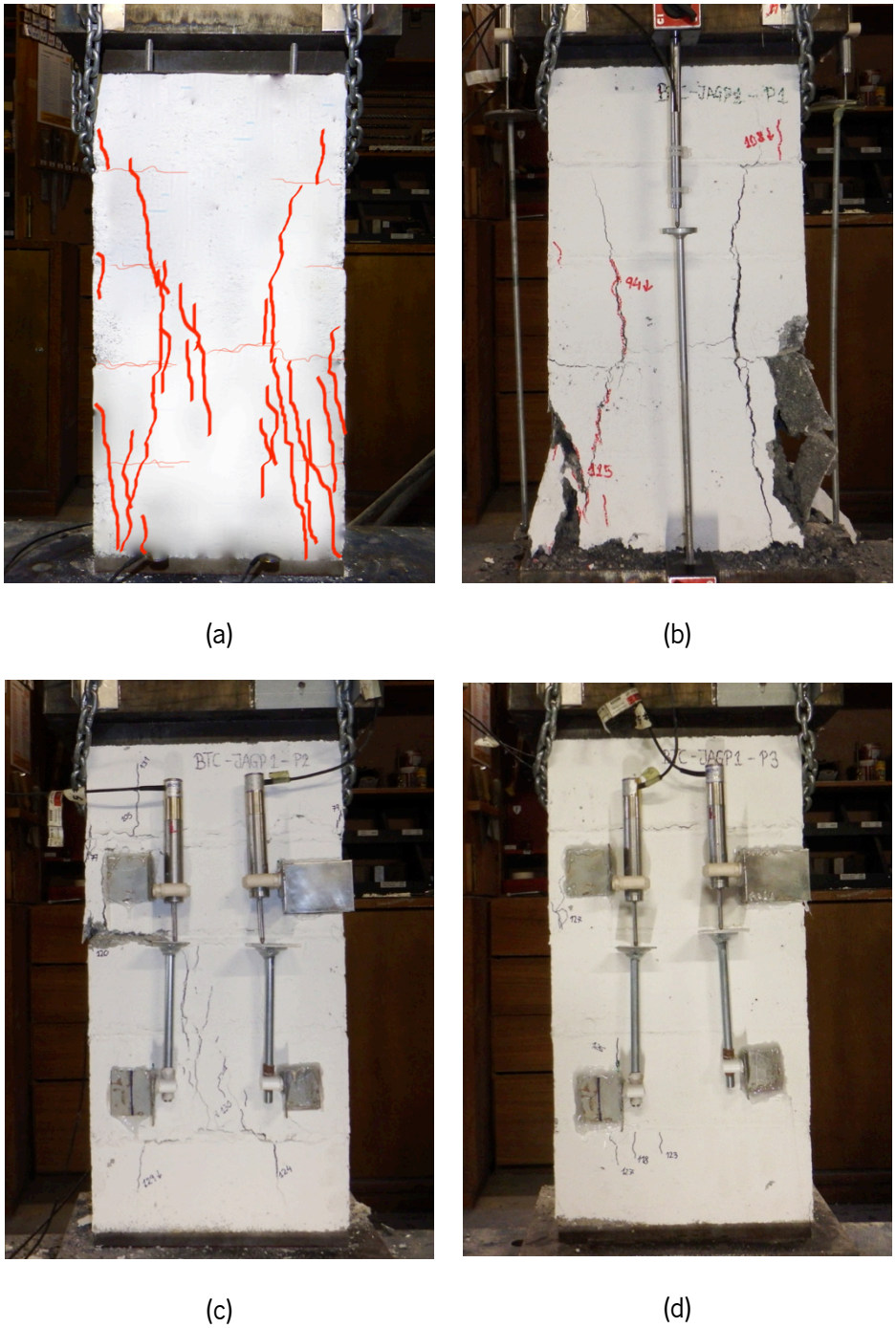


Figura 4.9: Modo de rotura dos prismas com a argamassa AGP1: (a) desenho esquemático das fendas; (b) modo de rotura do prisma n°1; (b) modo de rotura do prisma n°2; (c) modo de rotura do prisma n°3.

Em comparação com o modo de rotura dos prismas com junta seca, verifica-se que estes apresentam um número muito mais reduzido de fendas, mas de maior tamanho e espessura. A abertura das

primeiras fissuras ocorreu para um nível de carga de aproximadamente 100kN, ou seja, cerca de 2,8MPa, que corresponde a 81% da carga de rotura do prisma. As fendas vão-se propagando até à rotura do prismas, no entanto, depois de este atingir o pico a sua rotura é muito frágil.

Na Figura 4.9 (b) verifica-se que o modo de rotura do prisma número 1 tende a formar claramente um tronco devido ao confinamento das placas metálicas da base e do topo do prisma. No entanto, é também evidente o esmagamento dos BTC da base que levaram ao assentamento de todo o prisma. Este assentamento ocorreu de forma súbita no final do ensaio, comprovando o comportamento frágil destes prismas. Quanto à rotura do prisma número 2 (Figura 4.9 (c)), verifica-se que este já não apresenta tendência para formar um tronco de forma tão evidente. Ainda assim, é claro que a grande maioria das fendas ocorreu entre o terceiro e o quarto bloco. Por ultimo, o prisma número 3 (Figura 4.9 (c)) apresenta um número bastante reduzido de fendas. De facto, as fendas deste prisma começaram a aparecer para uma carga de cerca de 115kN, atingindo-se a rotura para uma carga de 127kN, imediatamente após a qual o prisma colapsou, não sendo possível visualizar o seu modo de rotura após o ensaio.

Na Figura 4.10 estão representadas as faces laterias dos prismas. As figuras da esquerda e do meio correspondem ao prisma número 1, e aqui pode-se comprovar o esmagamento dos blocos da base que levaram ao colapso do prisma. É evidente também a abertura de fendas em ambos os lados dos prismas que se propagam pelos bloco e pelas juntas de argamassa.

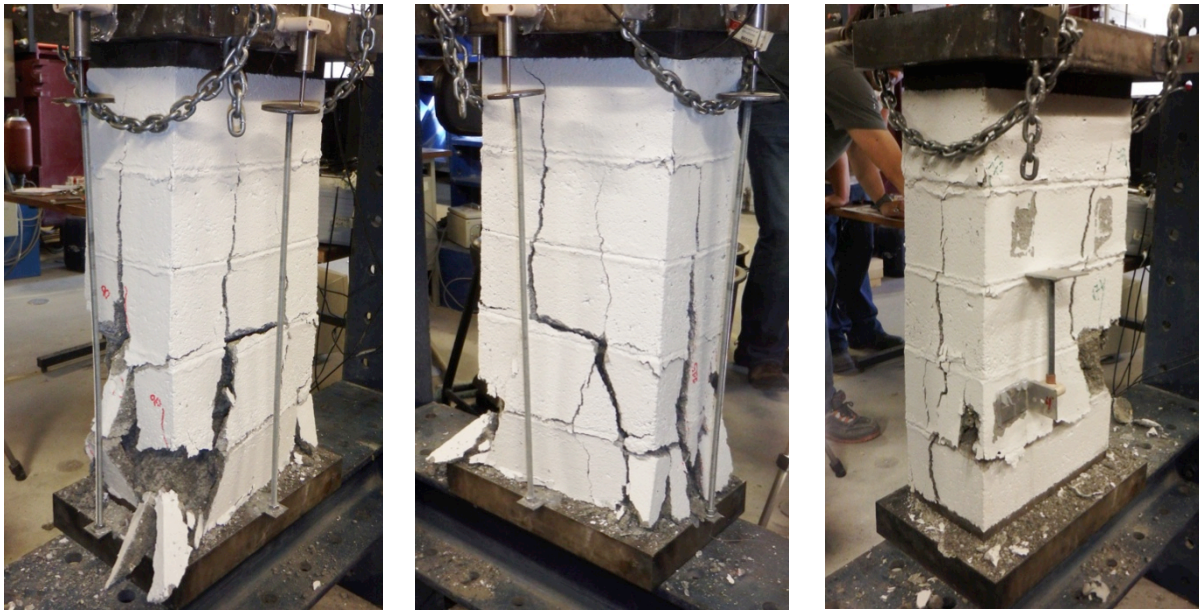
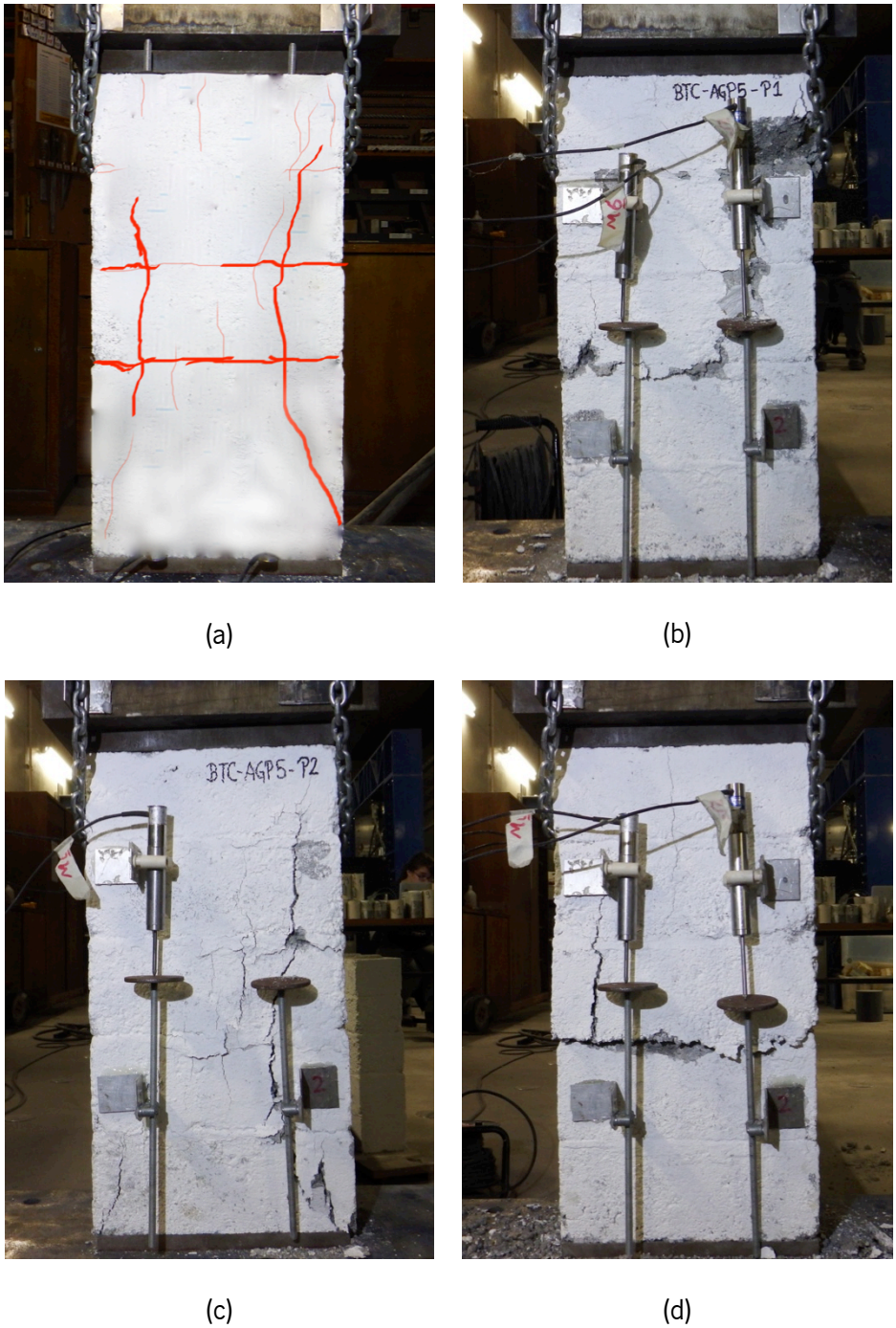


Figura 4.10: Modo de rotura dos prismas com AGP1, faces laterais.

Os prismas com a argamassa AGP5 (Figura 4.11) apresentam fendas verticais que se propagam entre as juntas e os blocos, comprovando a transmissão de esforços pelo prisma. De igual forma aos prismas com a argamassa AGP1, estes apresentam uma rotura bastante frágil, ocorrendo a abertura das primeiras fendas para valores de força de cerca de 140kN, ou seja, cerca de 3,97MPa, que corresponde a mais de 88% da resistência máxima do prisma.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 4.11: Modo de rotura dos prismas com a argamassa AGP5: (a) desenho esquemáticos das fendas; (b) modo de rotura do prisma n°2; (c) modo de rotura do prisma n°2; (d) modo de rotura do prisma n°3.

Nesta tipologia de prismas, para além da abertura de fendas verticais que atravessam os blocos e se propagam ao longo dos mesmos, com maior incidência nos blocos centrais, verifica-se também a abertura de fendas horizontais ao longo das juntas de argamassa, devido possivelmente à maior rigidez desta argamassa e a sua incapacidade para acomodar grandes deformações.

Figura 4.12: Modo de rotura dos prismas com argamassa AGP5, faces laterais.

Na Figura 4.12 é possível visualizar os danos nas faces laterais dos prismas depois de terminado o ensaio, e como se pode verificar, as fendas propagam-se também de forma vertical atravessando os bloco e as juntas.

4.3 Ensaio de corte de prismas de BTC

Os ensaios de corte executados em prismas de BTC permitem determinar a resistência ao corte das juntas de alvenaria, sendo ainda possível retirar conclusões acerca do comportamento das interfaces das juntas dos diferentes prismas de BTC. Serão testados 9 prismas para cada uma das tipologias em estudo, uma vez que a norma EN1052-3 exige que o ensaio seja efetuado para 3 níveis de tensão de confinamento diferentes.

4.3.1 Processo de construção

O processo de construção dos prismas de alvenaria com 3 BTC é precisamente igual ao processo de construção dos prismas com 5 BTC já descrito anteriormente, diferindo apenas no número de BTC a utilizar. Também no caso da construção destes prismas se teve o cuidado de utilizar sempre a argamassa num estado fresco, de modo a que não se perdesse trabalhabilidade, nivelando-se vertical e horizontalmente os prismas ao longo da sua construção. Alguns dias antes do ensaio, procedeu-se à pintura, com tinta branca, dos prismas com junta argamassada e dos BTC utilizados para construir prismas de junta seca.

Os prismas com argamassa foram construídos com BTC com cerca de 30 dias, ficando posteriormente a curar por um período de aproximadamente 60 dias. Este processo foi adotado de forma a permitir que no momento do ensaio os BTC possuíssem 90 dias de cura e a argamassa 60 dias. Da mesma forma, os BTC utilizados nos prismas de junta seca no dia do ensaio possuíam sensivelmente 90 dias. No total foram construídos 27 prismas, 9 com a argamassa AGP1, 9 com a argamassa AGP5, e 9 prismas com junta seca. Na Figura 4.13 é possível visualizar o aspeto dos prismas com argamassa após a construção e pintura das suas faces.

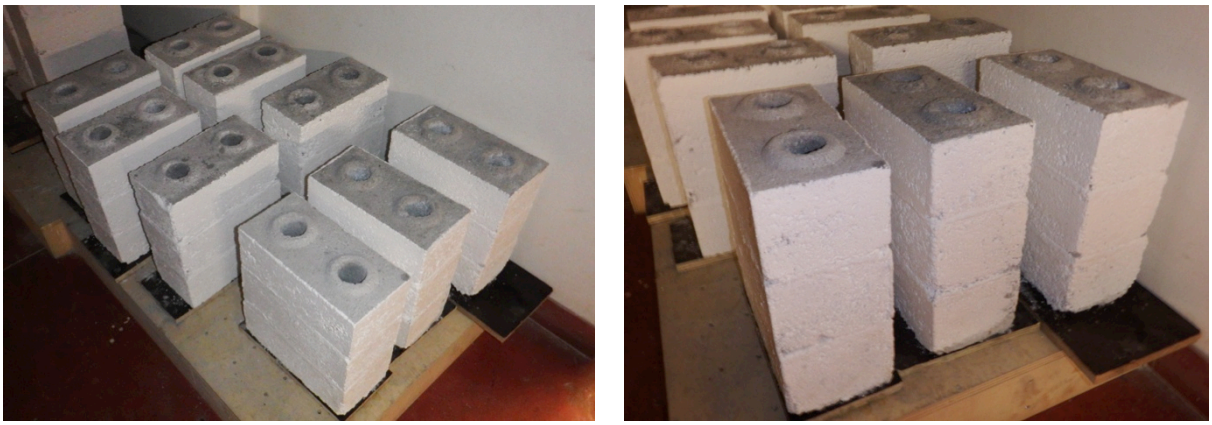


Figura 4.13: Prismas com 3 BTC para o ensaio de corte.

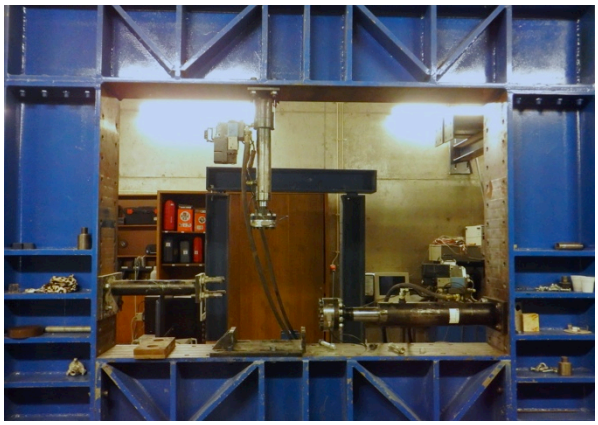
4.3.2 Sistema e procedimento de ensaio

O ensaio de corte dos prismas foi efetuado com base na norma EN1052-3 (2002). Esta norma, como já foi referido, exige um número mínimo de 9 prismas, de modo a que seja possível ensaiar 3 prismas, para cada um dos três níveis de carga apresentados pela norma.

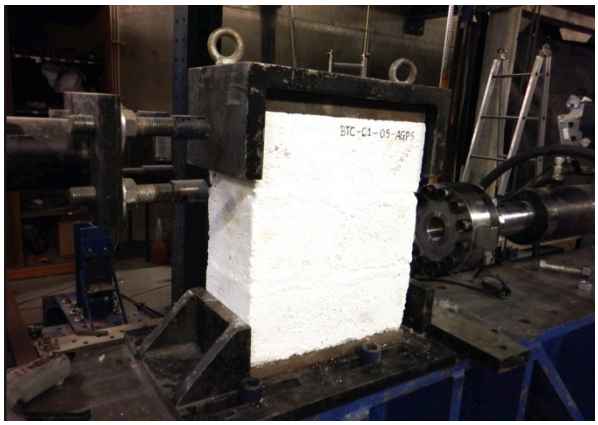
O ensaio de corte consiste na aplicação de uma carga de compressão (vertical) constante no provete e na aplicação de uma carga de corte (horizontal) no BTC central até levar à rotura da junta.

Para se proceder ao ensaio é necessário começar por preparar todo o esquema de ensaio. Desta forma, como se pode verificar na Figura 4.14 (a) foram colocados dois atuadores no pórtico, um vertical, com uma capacidade de carga de cerca de 50kN, de forma a exercer a tensão de compressão, e outro colocado horizontalmente, com uma capacidade de carga de aproximadamente 100kN, de forma a exercer a tensão de corte no prisma. Além disto, foi fixado um suporte metálico ao pórtico para fixar o BTC inferior, e um suporte horizontal para impedir o deslocamento do BTC superior aquando da aplicação da força horizontal.

Em seguida, procede-se à colocação do prisma no sistema de teste preparado anteriormente. A base do prisma assenta diretamente no esquema de ensaio referido anteriormente, e no topo do prisma coloca-se a chapa metálica da prensa de fabrico dos BTC, já utilizada anteriormente em outros ensaios, e uma outra chapa metálica em forma de U invertido, que possui as dimensões do bloco, de modo a promover uma distribuição uniforme da tensão de confinamento (Figura 4.14 (b)).



(a)



(b)

Figura 4.14: Preparação do ensaio: (a) pórtico de ensaio; (b) preparação dos prisma a ensaiar.

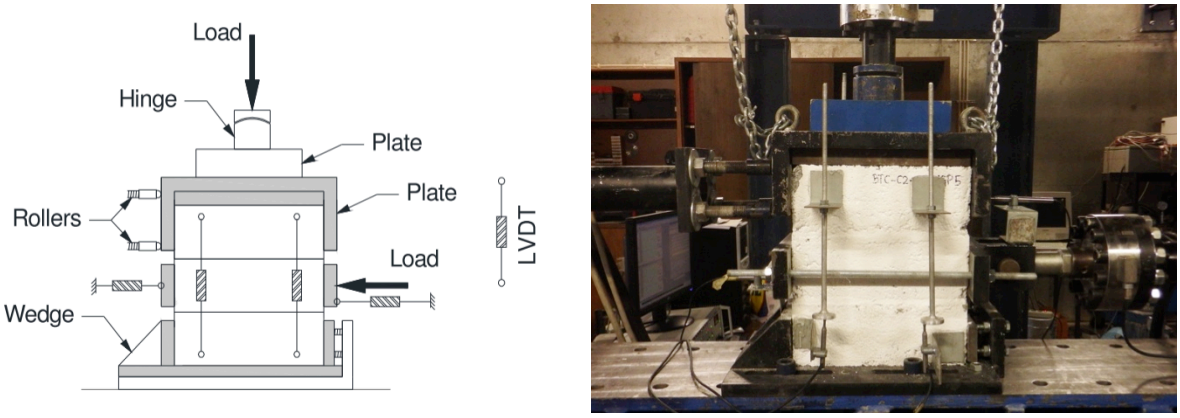
É importante que durante o ensaio apenas o bloco central possa sofrer deslocamento horizontal. Para isso o suporte horizontal possui 4 parafusos que se ajustam até estarem em contacto com a chapa metálica colocada no topo do prisma com o intuito de impedir o deslocamento do BTC superior. Além disto, quando existiam algumas folgas entre esta chapa e o prisma, procedeu-se à colocação de pequenas chapas metálicas de modo a promover um contacto uniforme. Na parte inferior, o suporte está aparafusado ao pórtico para que não se desloque, e, além disso, utiliza-se também uma pequena

placa metálica com cerca de 100mm de altura na lateral do prisma, que se ajusta com recurso a um sistema de parafusos, até que esta se encoste ao BTC inferior e este fique completamente fixo.

Em cima da chapa superior é ainda colocada uma outra chapa metálica de menores dimensões para dar alguma altura ao prisma, e uma rotura metálica para promover uma distribuição da tensão uniforme. É importante que todo este conjunto descrito esteja alinhado com o atuador vertical.

Em seguida, é acoplada ao atuador horizontal uma rótula, que por sua vez é ligada a uma chapa metálica com cerca de 70mm de altura, que vai ser responsável por transmitir a força de corte ao prisma. Como esquematizado na figura seguinte, esta chapa está ligada a uma outra chapa de iguais dimensões através de varões metálicos, de forma a que o BTC central fique devidamente fixo.

Depois disto, procede-se à colocação dos LVDT's, tendo sido utilizados um total de seis. Quatro para medir o deslocamento vertical nos prismas e verificar se o carregamento foi uniforme ou se ocorreu alguma rotação do bloco, sendo colocados dois em cada uma das faces principais, e dois para medir o deslocamento horizontal do bloco central, tendo sido um acoplado à chapa que confinada o bloco inferior, para medir o deslocamento do bloco central em relação ao bloco inferior, e outro colocado na chapa do atuador horizontal, para medir o deslocamento do bloco central em relação ao bloco superior.



(a) (b)

Figura 4.15: Esquema do ensaio dos prismas: (a) desenho esquemático do ensaio; (b) imagem real do ensaio.

Antes de se proceder ao ensaio, os prismas foram devidamente identificados e numerados e procedeu-se à sua medição.

A norma EN1052-3:2002 exige a utilização de 3 níveis de carga diferentes para o ensaio de corte dos prismas, a ser aplicada perpendicularmente às juntas de forma a criar confinamento, recomendando valores diferentes caso a resistência à compressão do material seja maior ou menor do que 10MPa. Como no caso dos prismas em análise a resistência à compressão é inferior a 10MPa, como já verificado em ensaios anteriores, os valores recomentados pela norma são os seguintes (Tabela 4.3):

Tabela 4.3: Níveis de confinamento para o ensaio de corte.

Tensão de confinamento (MPa)	0.1	0.3	0.5
Força a aplicar (kN)	≈3,5	≈10,5	≈17,5

Depois de preparado todo o sistema de ensaio, é aplicada a força de compressão no prisma, que se mantém constante durante todo o ensaio, através do atuador vertical e inicia-se o ensaio com a aplicação da força corte sobre o bloco central até provocar o corte da junta. A norma já referida, recomenda a aplicação da carga de corte em controlo de força a uma velocidade entre 0,1 N/(mm^2·min) e 0,4N/(mm^2·min), no entanto, optou-se por adotar uma velocidade em controlo de deslocamento de 0,01mm/s.

A construção dos prismas com argamassa realizou-se nos dias 24 e 25 de julho, e utilizaram-se BTC com cerca de 45 dias de idade, e o ensaio dos prismas realizou-se entre o dia 25 de Setembro e o dia 1 de Outubro. À data dos ensaios, as argamassas dos prismas tinham uma idade entre os 63 e os 69 dias, enquanto os BTC de todos os prismas tinham uma idade de cerca de 110 dias. Segundo os ensaios realizados anteriormente e descritos no capítulo 3, os BTC deverão possuir uma resistência entre os 5 e os 6MPa, a argamassa AGP1 cerca de 2MPa e a argamassa AGP5 cerca de 5MPa.

4.3.3 Discussão dos resultados

Junta Seca

Os resultados dos ensaios de corte para os prismas com junta seca, são apresentados de forma sumária na tabela seguinte, em termos de resistência ao corte, resistência ao corte inicial e coeficiente de atrito. A resistência ao corte corresponde à razão entre a força de corte máxima aplicada e duas

vezes a área da secção dos prismas, ou seja, a área da junta horizontal superior e inferior. A resistência ao corte inicial e o coeficiente de atrito obtêm-se através de uma regressão linear para os pontos médio da resistência ao corte para cada tensão de confinamento aplicada. No caso dos prismas com tensão de compressão de 0.1 MPa apenas são apresentados dois valores, uma vez que, um dos resultados se perdeu devido a um problema informático.

Tabela 4.4: Resultados para o ensaio de corte dos prismas com junta seca.

Número do Provete	BTC – JS – 0.1			BTC – JS – 0.3			BTC – JS – 0.5		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Tensão de compressão (MPa)	0.1			0.3			0.5		
Resistência ao corte individual (MPa)	0,21	_	0,13	0,31	0,32	0,43	0,41	0,40	0,42
Resistência ao corte média (MPa)	0,17			0,35			0,41		
Resistência ao corte inicial (MPa)	0,13								
Coeficiente de atrito	0,61								

Como se pode verificar através dos valores apresentados na Tabela 4.4 e através do Gráfico 4.4, a resistência de corte parece variar linearmente com a tensão de compressão. No entanto, os valores da resistência de corte obtidos para o nível de compressão maior parecem fugir desta tendência por defeito de resistência ao corte. Tal comportamento poderá estar relacionado com a ocorrência de esmagamento, o que significa que este nível de carga poderá ter sido excessivo, atendendo à resistência dos BTC à data do ensaio.

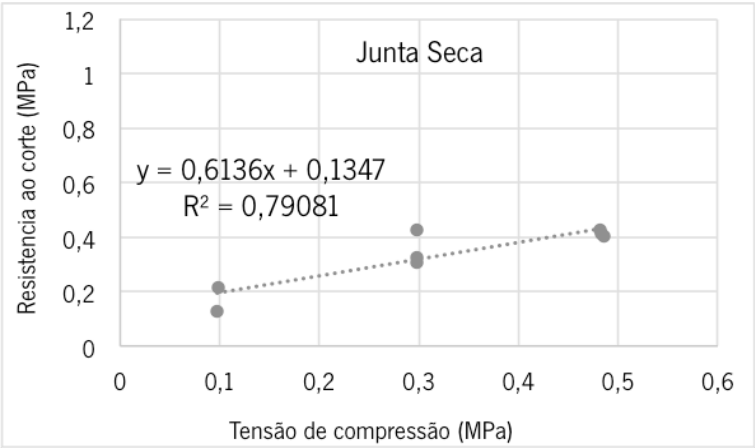


Gráfico 4.4: Relação entre a resistência ao corte e o nível de tensão de compressão para os prismas com junta seca.

Quanto à regressão linear obtida pelo gráfico, esta indica que a resistência ao corte inicial é de 0,13 MPa e que o coeficiente de atrito é de 0,61, ou seja, um ângulo de atrito de aproximadamente 31°. Este valor é bastante coerente, já que se aproxima ao valor recomendado pelo Eurocódigo 6 (EN 1996-1-1) que é de 0,4.

No Gráfico 4.5 é apresentada a relação entre a tensão de corte e o deslocamento axial, para os três níveis de compressão utilizados. De um modo geral, observa-se que o deslocamento axial é semelhante nas três situações e que, como espectável, quanto maior a tensão de compressão, maior a tensão de corte. No caso do gráfico para o valor de tensão de compressão de 0.3MPa, verifica-se que o comportamento de duas das curvas é ligeiramente diferente, uma vez que se verifica um decréscimo acentuado da resistência de corte após pico.

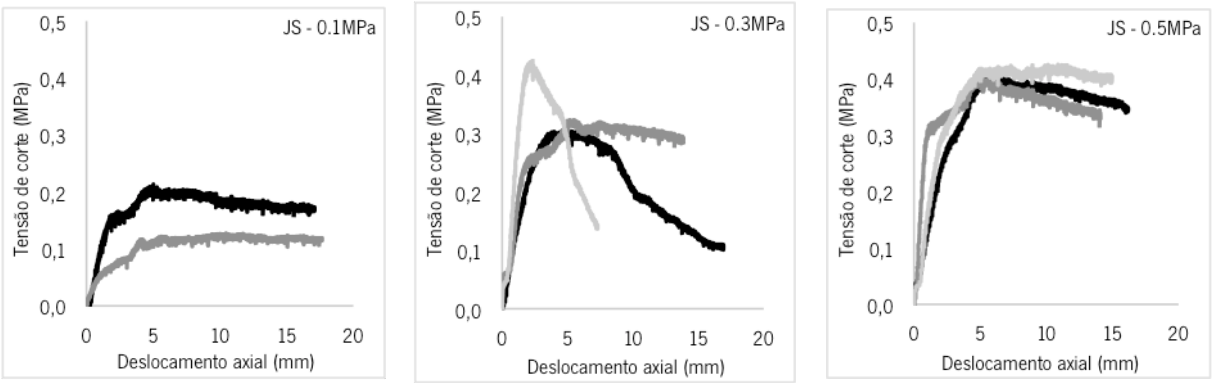


Gráfico 4.5: Tensão de corte – Deslocamento axial para os prismas com junta seca.

No Gráfico 4.6 está representada a relação entre o deslocamento de corte e o deslocamento vertical.

Para o nível de carga de 0.1 MPa, verifica-se que o deslocamento axial é positivo, ou seja, os blocos tendem a afastar-se entre si, devido ao baixo nível de compressão aplicado e ao efeito de rampa introduzido pelos encaixes.

Para os restantes níveis de carga, verifica-se que o deslocamento axial é negativo, ou seja, os blocos aproximam-se, devido ao esmagamento e desgaste das superfícies de contacto. Como espectável, quanto maior o nível de compressão, maior é o desgaste e o esmagamento, e consequentemente, maior é o deslocamento axial.

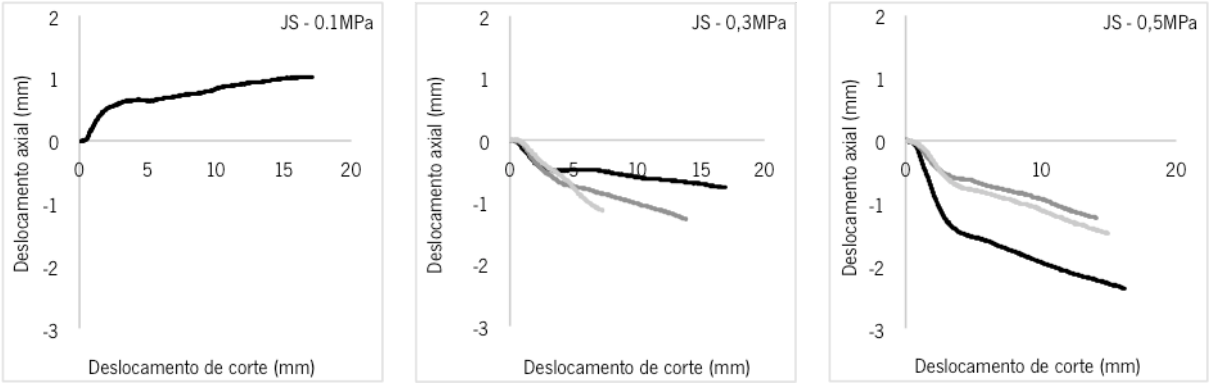


Gráfico 4.6: Deslocamento axial – Deslocamento de corte para os prismas com junta seca.

A dilatância foi calculada para cada ensaio através da relação entre o deslocamento axial e o de corte para a máxima tensão de corte. O Gráfico 4.7 apresenta os valores da dilatância em função do nível de tensão de compressão. Para o nível de tensão de compressão inferior, a dilatância é positiva e passa a negativa com o aumento do nível de compressão. Além disto, a relação entre a dilatância e o nível de compressão parece seguir uma tendência linear. Uma vez mais, o valor de dilatância positiva indica que o efeito de rampa dos encaixes é capaz de vencer o nível de compressão imposto. Por outro lado, uma dilatância negativa significa que o efeito de rampa é vencido e a junta é desgastada.

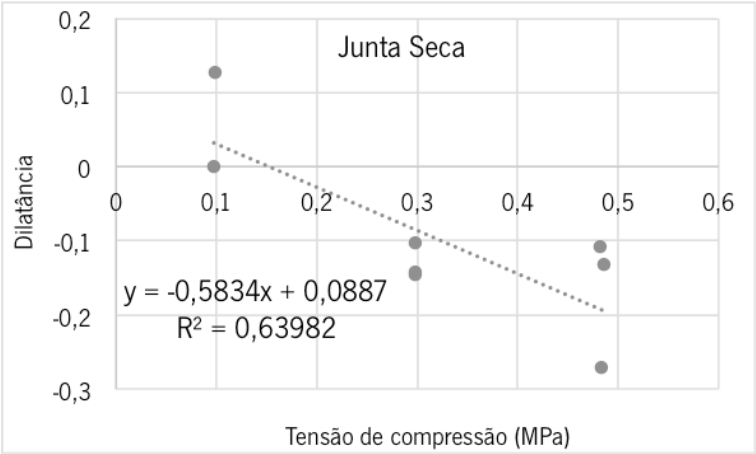


Gráfico 4.7: Relação entre a dilatância e a tensão de compressão para os prismas com junta seca.

Na Figura 4.16, Figura 4.17 e Figura 4.18, estão representados os diferentes modos de rotura para cada nível de tensão de compressão aplicada.

Para o nível de compressão de 0.1MPa (Figura 4.16) verifica-se que o provete rompe por corte, sendo claro o deslizamento do bloco central entre os outros dois. Além disso, depois de desmontado o provete, verificou-se que os encaixes se encontravam partidos e muito desgastados, comprovando a contribuição destes para o comportamento ao corte.

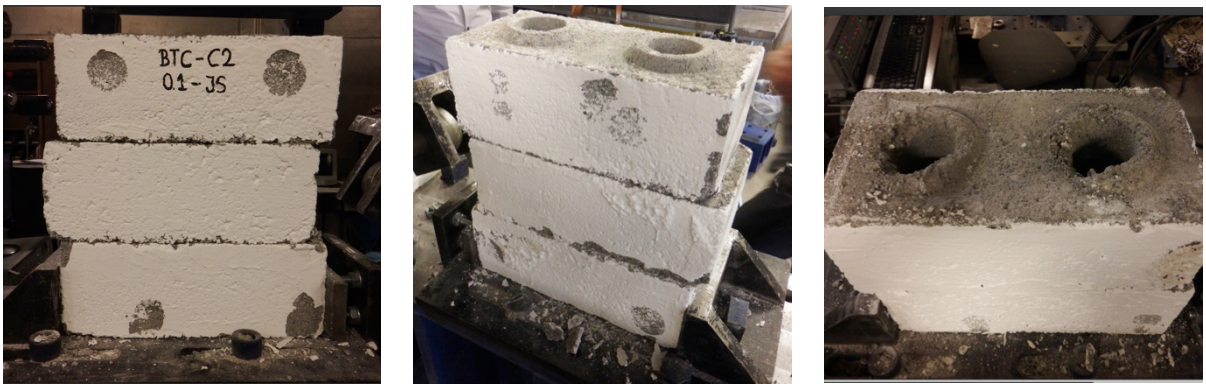


Figura 4.16: Modo de rotura dos prismas de junta seca com nível de compressão de 0,1MPa.

Quanto ao nível de compressão de 0,3 MPa (Figura 4.17) verifica-se que o prisma rompeu de uma forma mista, ou seja, verifica-se a ocorrência de corte, mas também de esmagamento. Neste caso, além do deslizamento por corte, verifica-se que este bloco rompe também ao longo do seu comprimento devido ao esmagamento.

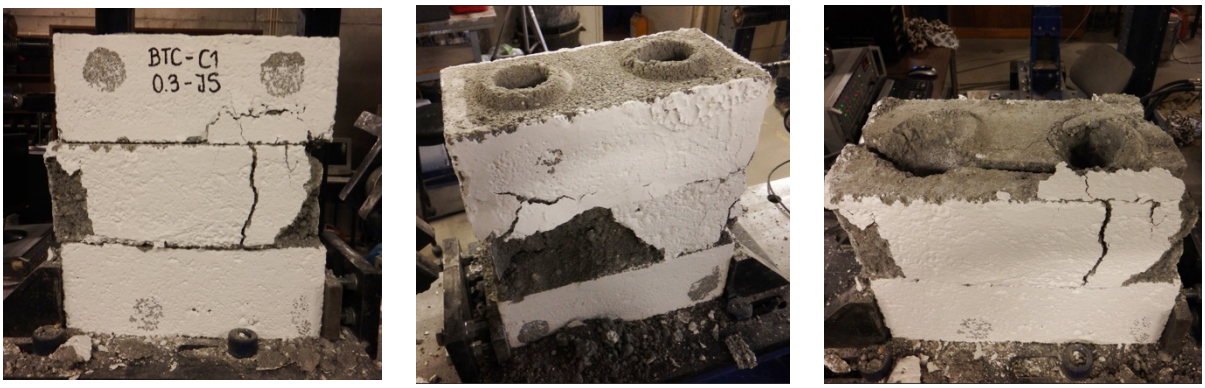


Figura 4.17: Modo de rotura dos prismas de junta seca com um nível de compressão de 0,3MPa.

Por último, para o nível de confinamento de 0,5MPa (Figura 4.18), verifica-se também um modo de rotura misto, mas onde o deslizamento do bloco central já é mais notório, e onde os danos por esmagamento parecem ser menores.

Figura 4.18: Modo de rotura dos prismas de junta seca com nível de compressão de 0,5MPa.

Junta com Argamassa AGP1

Os resultados dos ensaios de corte para os prismas com junta com argamassa AGP1, são apresentados de forma sumária na Tabela 4.5, em termos de resistência ao corte, resistência ao corte inicial e coeficiente de atrito.

Tabela 4.5: Resultados para o ensaio de corte dos prismas com argamassa AGP1.

Número do Provete	BTC – AGP1 – 0.1			BTC – AGP1 – 0.3			BTC – AGP1 – 0.5		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Tensão de compressão (MPa)	0.1			0.3			0.5		
Resistência ao corte individual (MPa)	0,24	0,30	0,25	0,50	0,58	0,55	0,44	0,26	0,53
Resistência ao corte média (MPa)	0,26			0,55			0,41		
Resistência ao corte inicial (MPa)	0,29								
Coeficiente de atrito	0,41								

Como se pode verificar através dos valores apresentados na Tabela 4.5 e no Gráfico 4.8, o aumento da resistência ao corte com a tensão de compressão está longe de ser linear. Neste caso, esta não linearidade não se deve- ao facto de o nível de compressão de 0.5 MPa apresentar valores inferiores ao nível de compressão de 0,3 MPa, o que não é expectável. Assim, para se poder aferir algumas

conclusões mais específicas acerca destes resultados seria necessário repetir alguns dos ensaios para verificar a existência de erros.

De acordo com os resultados obtidos, verifica-se que o valor da resistência ao corte inicial é de 0,29MPa e que o coeficiente de atrito é de 0,41, cerca de 22º, ou seja, continua de acordo com o recomendado pelo Eurocódigo 6, No entanto, este valor não pode ser considerado completamente valido, pois é bastante influenciado pelo resultado dos ensaios com 0,5MPa de compressão.

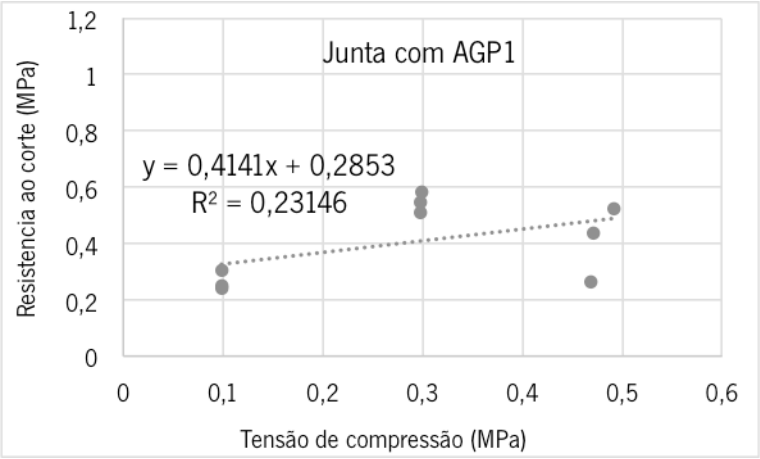


Gráfico 4.8: Relação entre a resistência ao corte e o nível de tensão de compressão para os prismas com argamassa AGP1.

No Gráfico 4.9 observa-se que todos os prismas romperam por corte. No entanto, é notório que os prismas com tensão de confinamento de 0,5MPa, apresentam valores inferiores aos prismas com tensão de confinamento de 0,3MPa, demonstrando mais uma vez que os ensaios com nível de compressão de 0,5MPa deveriam ser repetidos, pois apresentam um valor bastante anormal.

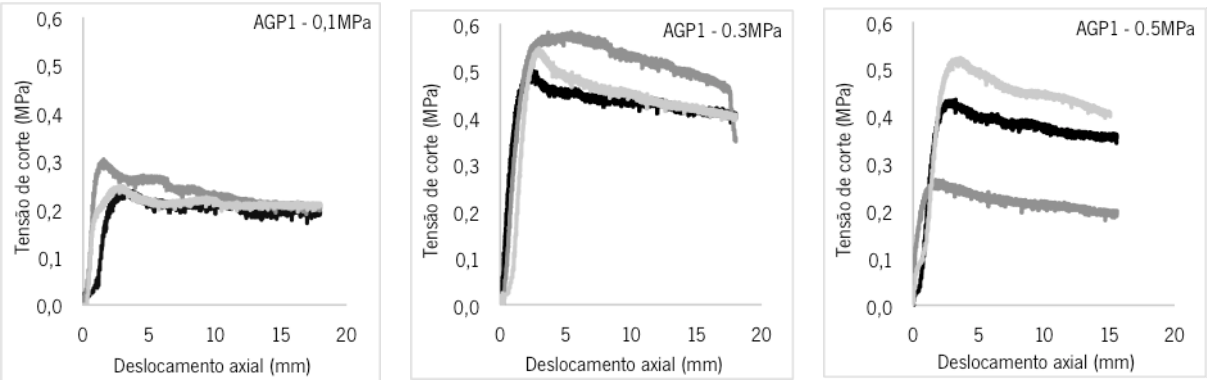


Gráfico 4.9: Tensão de corte – Deslocamento axial para os prismas com argamassa AGP1.

No Gráfico 4.10 está representada a relação entre o deslocamento de corte e o deslocamento axial. Verifica-se que para o nível de compressão de 0,1MPa, dois dos prismas sofrem deslocamento negativo, ou seja, comprimem, e depois passam a positivos, afastando-se. Este comportamento pode dever-se a algum ajuste no prisma antes de a argamassa começar a ser solicitada ao corte. No outro prisma, o comportamento é praticamente o contrário, ou seja, este começa por sofrer deslocamento axial positivo, talvez devido ao nível de compressão ser insuficiente, e só no final é que sofre deslocamento negativo, ou seja, só no final é que ocorre desgaste da junta.

Nos dois níveis de compressão seguintes, o deslocamento axial é negativo, ou seja, ocorre esmagamento e desgaste da junta, fazendo com que os BTC se aproximem. Seguindo a tendência já evidenciada anteriormente, verifica-se que para o nível de compressão de 0.5MPa, o deslocamento axial é menor do que para o nível de compressão de 0.3MPa

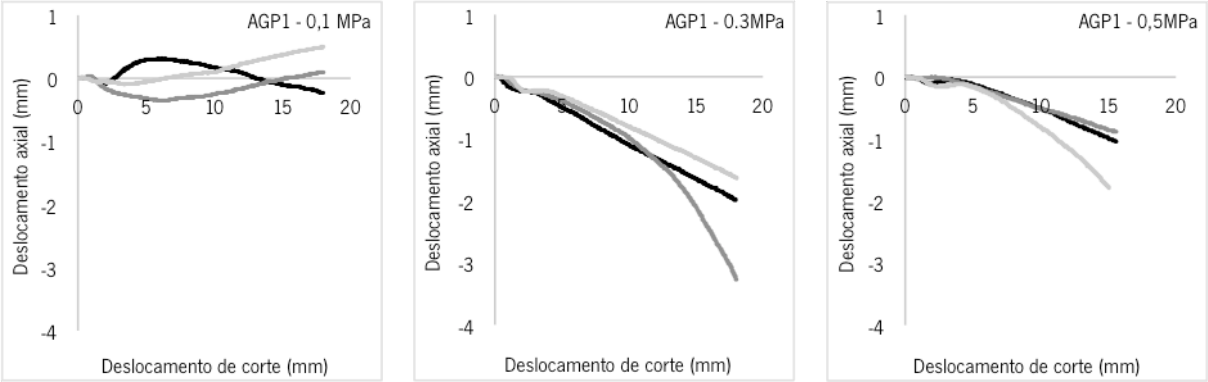


Gráfico 4.10: Deslocamento axial – Deslocamento de corte para os prismas com argamassa AGP1.

O Gráfico 4.11 apresenta os valores da dilatância em função do nível de tensão de compressão para o caso dos prismas com argamassa AGP1. A dilatância assume valores negativos para todos os níveis de tensão de compressão, demonstrando a predominância do desgaste das juntas com deslocamento de corte. Este cenário também parece indicar que a argamassa eliminou o efeito de rampa dos encaixes. Relativamente à relação da dilatância com o nível de compressão, observa-se que esta é pouco definida e está longe de ser linear. Apesar disto, a dilatância parece tender para valores positivos para níveis de compressão superiores a 0,5 MPa.

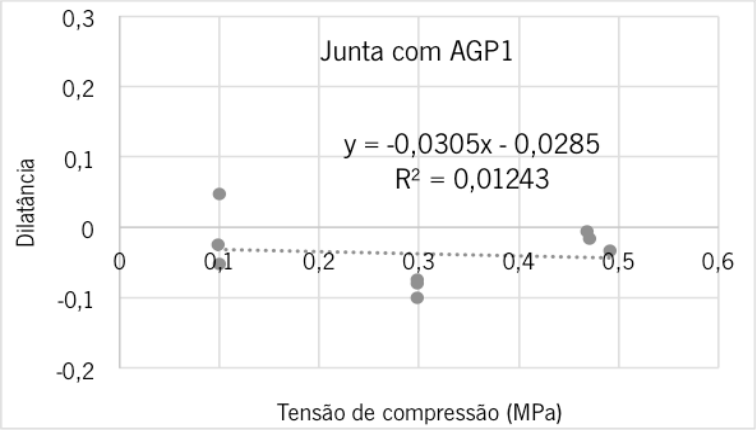


Gráfico 4.11: Relação entre a dilatância e a tensão de compressão para os prismas com AGP1.

Nos prismas com junta com argamassa AGP1 (Figura 4.19, Figura 4.20 e Figura 4.21), o modo de rotura foi muito semelhante para os três níveis de compressão aplicados. Em todas as situações o bloco central rompe por corte completo, deslizando entre os restantes, não sendo visível qualquer sinal de esmagamento, à exceção de algum desgaste mais acentuado em alguns cantos dos prismas. Nestes casos não é visível qualquer rotura dos encaixes, uma vez que a resistência ao corte foi sobretudo garantida pela argamassa de junta, não tendo ocorrido a solicitação dos encaixes.

Figura 4.19: Modo de rotura dos prismas com AGP1 com nível de carga de 0,1MPa.

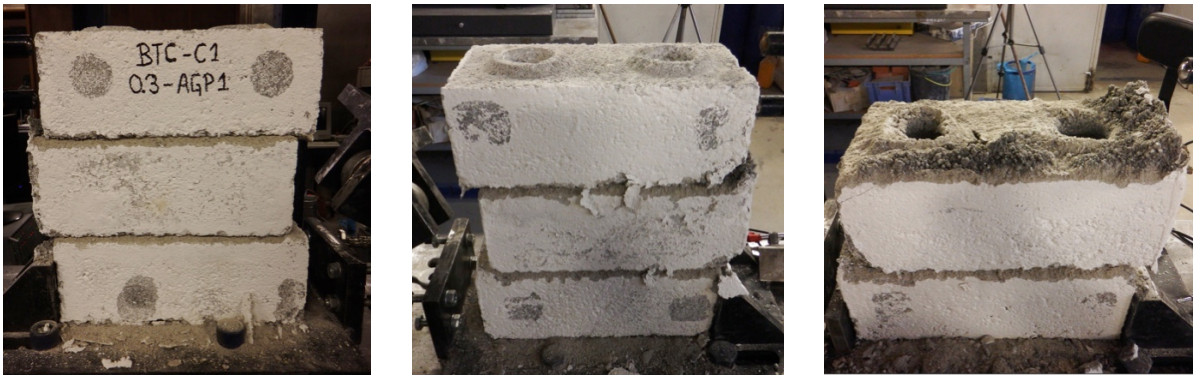


Figura 4.20: Modo de rotura dos prismas com AGP1 com nível de carga de 0,3MPa.

Figura 4.21: Modo de rotura dos prismas com AGP1 com nível de carga de 0,5MPa.

Junta com Argamassa AGP5

Os resultados dos ensaios de corte para os prismas com junta com argamassa AGP5, são apresentados de forma sumária na Tabela 4.6, em termos de resistência ao corte, resistência ao corte inicial e coeficiente de atrito.

Tabela 4.6: Resultados para o ensaio de corte dos prismas com argamassa AGP5.

Número do Provete	BTC – AGP5 – 0.1			BTC – AGP5 – 0.3			BTC – AGP5 – 0.5		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Tensão de compressão (MPa)	0,1			0,3			0,5		
Resistência ao corte individual (MPa)	0,41	0,29	0,35	0,57	0,86	0,66	1,14	_	0,83
Resistência ao corte média (MPa)	0,35			0,70			0,99		
Resistência ao corte inicial (MPa)	0,19								
Coeficiente de atrito	1,67								

Como se pode verificar através dos valores apresentados, o aumento da resistência ao corte com o nível tensão de compressão parece assumir-se como aproximadamente linear. Segundo a regressão linear apresentada, a resistência ao corte inicial é de 0,19 MPa, e o coeficiente de atrito é de 1,67, ou seja, cerca de 50°, e é muito superior ao valor recomendado Eurocódigo 6.

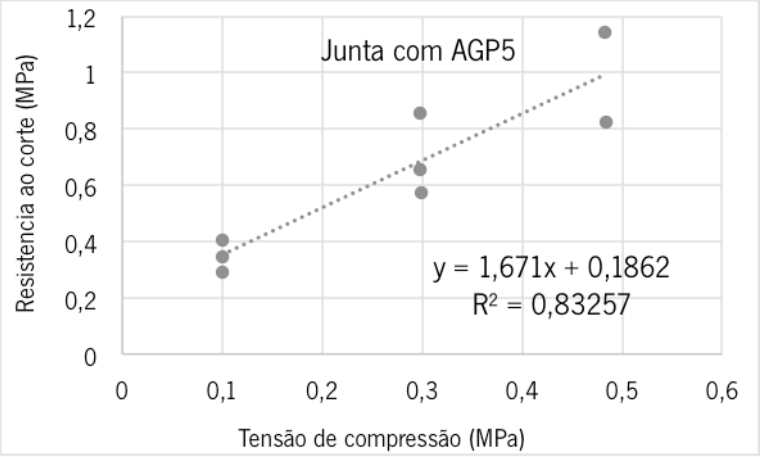


Gráfico 4.12: Relação entre a resistência ao corte e o nível de tensão de compressão para os prismas com AGP5.

No Gráfico 4.13 verifica-se que apenas para o nível de compressão de 0,1 MPa, os provetes romperam por corte, levando ao deslocamento do bloco central em cerca de 20 mm. Mas para níveis de compressão superior os prismas rompem por esmagamento, já que a tensão de corte descresse abruptamente e o deslocamento axial verificado é muito baixo.

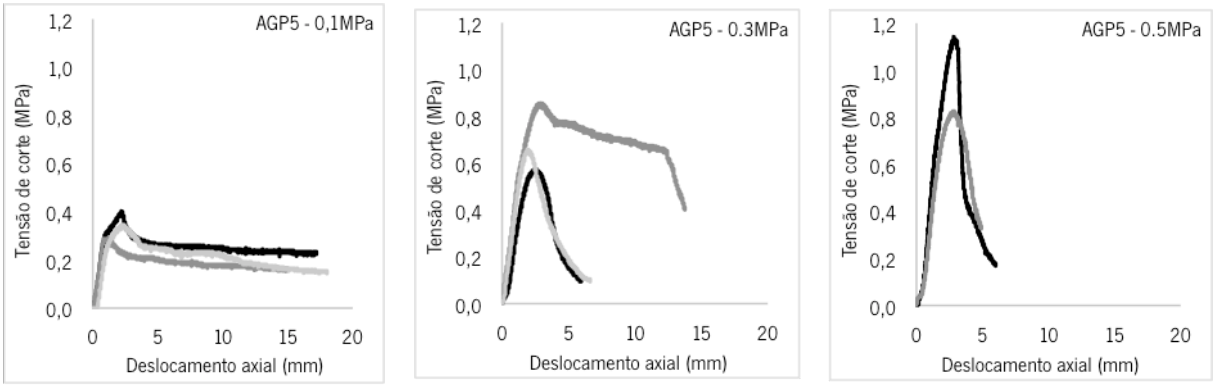


Gráfico 4.13: Tensão de corte – Deslocamento axial para os prismas com junta com argamassa AGP5.

Quanto ao gráfico da relação deslocamento axial – deslocamento de corte, verifica-se a maioria dos prismas têm tendência a sofrer deslocamento axial negativo, ou seja, os blocos vão se aproximando. Neste caso, verifica-se que o aumento da tensão de confinamento, não conduz ao aumento do deslocamento axial. Este facto poderá dever-se a que no caso do nível de compressão de 0,3MPa e de 0,5MPa, não ocorra desgaste e rotura da junta de argamassa, mas sim esmagamento de todo o bloco central, e também de zonas do bloco superior e inferior, que não promove uma aproximação dos blocos tão grande como no caso da rotura por corte.

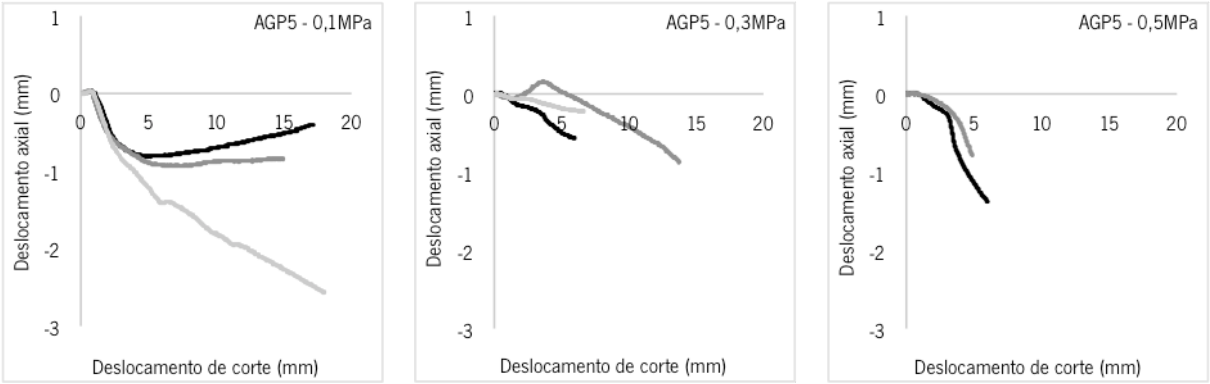


Gráfico 4.14: Deslocamento axial – Deslocamento de corte para os prismas com argamassa AGP5.

O Gráfico 4.15 apresenta os valores da dilatância em função do nível de tensão de compressão para o caso dos prismas com argamassa AGP5. Também neste caso a dilatância assume valores praticamente negativos para todos os níveis de tensão de compressão, demonstrando a predominância do desgaste das juntas com deslocamento de corte. Portanto, o efeito de rampa dos encaixes parece ter sido eliminado. Relativamente à relação da dilatância com o nível de compressão, observa-se que esta é também pouco definida, mas parece tender a assumir valores positivos para níveis de tensão superiores a 0,5 MPa.

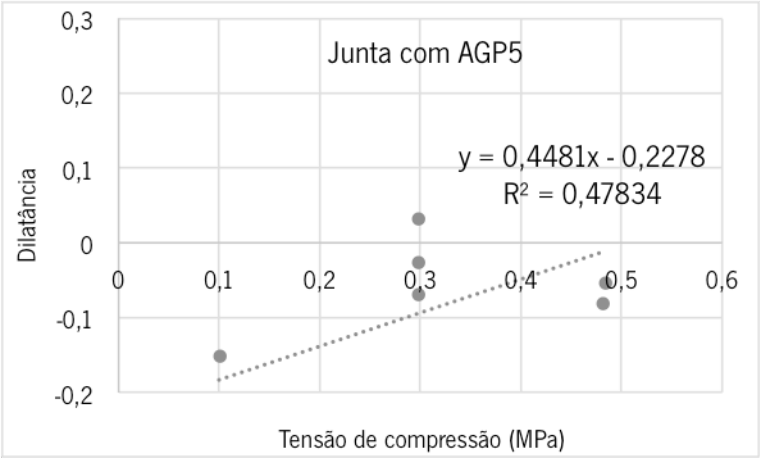


Gráfico 4.15: Relação entre a dilatância e a tensão de compressão para os prismas com AGP5.

Verifica-se pela Figura 4.22, Figura 4.23 e Figura 4.24 que, ao contrário do comportamento dos prismas com a argamassa AGP1, neste caso o modo de rotura dos prismas dependeu do nível de tensão de confinamento aplicado. Para o nível de tensão de 0,1MPa (Figura 4.22), verifica-se que o prisma rompe por corte da junta de argamassa, ocorrendo apenas um ligeiro esmagamento em alguns

cantos dos blocos. Quanto à junta verifica-se que não ocorreu rotura dos encaixes, comprovando que apenas existiu solicitação da argamassa.

Figura 4.22: Modo de rotura dos prismas com AGP5 com nível de carga de 0,1MPa.

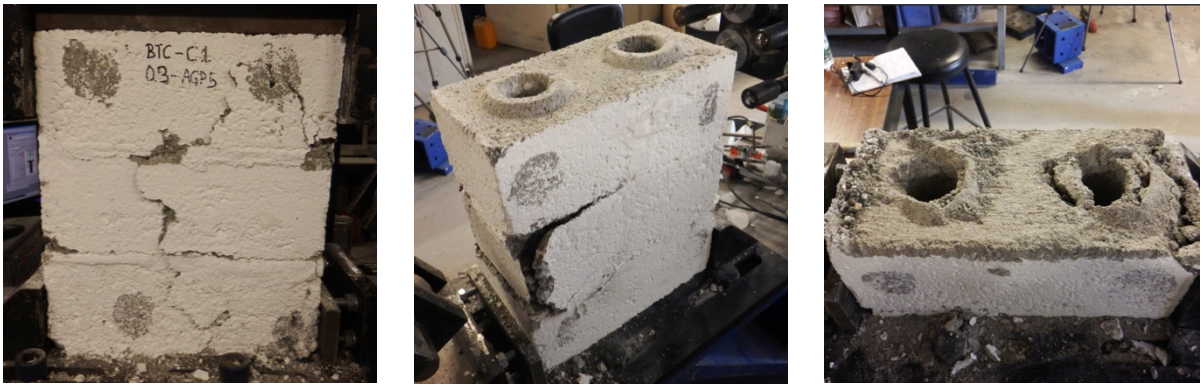


Figura 4.23: Modo de rotura dos prismas com AGP5 com nível de carga de 0,3MPa.

Figura 4.24: Modo de rotura dos prismas com AGP5 com nível de carga de 0,5MPa.

Nos níveis de compressão de 0,3 e 0,5MPa (Figura 4.23 e Figura 4.24) verifica-se que os provetes rompem por esmagamento, não se observando praticamente nenhum deslocamento horizontal do bloco central. O esmagamento não ocorreu apenas ao nível do bloco central, mas também ao nível do bloco superior e inferior, sugerindo que existe uma forte transmissão de tensões através da junta com argamassa AGP5.

Quanto à junta é possível verificar que, para além do desgaste e da rotura da junta de argamassa, os encaixes também se encontram bastante danificados, devido ao esmagamento que ocorreu em todo o prisma.

4.4 Considerações finais

A principal conclusão em relação aos ensaios de compressão dos prismas de BTC, é que a introdução da argamassa de junta horizontal melhora, consideravelmente, o seu comportamento, fazendo a sua resistência aumentar entre 2 a 3 vezes, em relação aos prismas com junta seca.

Como expectável, o uso de argamassa permitiu diminuir ou quase eliminar os pontos de concentrações de tensões entre os blocos dos prismas com junta seca, e que conduziam à rotura precoce do sistema.

Comparando o resultado dos prismas com as duas argamassas, verifica-se que o aumento da resistência da argamassa AGP5 para valores próximo da resistência dos blocos, apenas conduziu a um aumento da resistência de cerca de 30% em relação ao prisma com AGP1.

Nos ensaios de corte dos prismas, verifica-se que os prismas com argamassa AGP1 são os que apresentam maior resistência ao corte inicial, no entanto, este valor está influenciado pelos baixos valores de resistência obtidos para o nível de compressão de 0,5MPa. Quanto aos prismas com junta seca e com AGP5, verifica-se que apenas para o nível de carga mais baixo a rotura se deu por corte, demonstrando que os níveis de carga seguintes foram demasiado elevados, uma vez que a rotura passou a dar-se por esmagamento.

Capítulo 5

CONSTRUÇÃO E ENSAIO DAS PAREDES DE BTC

5.1 Introdução

No capítulo anterior foi estudado o comportamento de prismas de alvenaria com 5 BTC sujeitos à compressão, no entanto, apesar de os prismas permitirem determinar a resistência à compressão da alvenaria, não refletem o seu real comportamento, uma vez que não possuem descontinuidades ao nível das juntas verticais.

De forma a colmatar esta limitação dos prismas, neste capítulo serão ensaiadas à compressão paredes de alvenaria de BTC com cerca de 800x840mm^2, onde, para além de se estudar o seu comportamento, se pretende, mais uma vez, compreender a influência da argamassa de junta na sua resistência à compressão. Para isso, serão então ensaiadas 3 paredes com junta seca, 3 paredes com a argamassa AGP1 e 3 paredes com a argamassa AGP5.

5.2 Processo de construção das paredes

As paredes de alvenaria de BTC possuem aproximadamente a forma quadrangular com uma dimensão de 800mm de altura, que corresponde a 8 blocos, 840mm de largura, que corresponde a 3 blocos, e

140mm de espessura, já que se tratam de paredes de pano simples. No total, para construir cada parede são necessários 24 blocos.

A construção das paredes com argamassa é semelhante ao processo de construção dos prismas descrito no capítulo anterior. Assim, cada uma das paredes foi construída sobre um perfil metálico em H com aproximadamente 1m de comprimento e 20cm de altura. No entanto, de forma a evitar que estes perfis deformassem aquando da aplicação da carga nas paredes, optou-se por reforçar a alma dos perfis em dois pontos, correspondendo cada um a cerca de 1/3 do comprimento do perfil. Para isso, foram utilizadas chapas metálicas com as dimensões do perfil e cerca de 10mm de espessura, que foram soldadas ao perfil, como ilustrado na Figura 5.1.

Figura 5.1: Reforço dos perfis metálicos para a construção das paredes.

Para começar a construção das paredes, é necessário em primeiro lugar começar a produzir argamassa. Assim, da mesma forma que na produção dos prismas, a argamassa foi produzida em pequenas quantidades, cerca de 1,5 kg, de forma a manter a sua trabalhabilidade durante todo o processo construtivo. Depois de pesados todos os constituintes da argamassa, procede-se primeiro à mistura do solo com as cinzas volantes e depois à mistura com o ativador. A mistura é misturada manualmente até apresentar um aspeto homogéneo.

Com o objetivo de determinar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade de cada uma das argamassas utilizadas nas juntas aquando do ensaio, procedeu-se à recolha de amostras de argamassa em moldes cilíndricos para depois serem ensaiados no dia do ensaio das paredes (Figura 5.2). É de salientar que a argamassa foi recolhida de diferentes amassaduras e correspondia sempre a excedentes que restavam no final de executar cada junta, ou seja, a argamassa já não apresentava

tanta trabalhabilidade como o desejado, apresentando por isso mais porosidade e consequentemente menor densidade, o que conduziu a resultados de resistência à compressão mais baixos do que o esperado. Desta forma, sabe-se que os resultados obtidos com o ensaio dos cilindros destas amostras de argamassa, não correspondem ao valor real da argamassa de junta, mas sim ao seu limite inferior, ou seja, representam a resistência mais baixa que poderá existir nas juntas das paredes se a argamassa for utilizada num estado pouco trabalhável.

Figura 5.2: Recolha de amostras de argamassa das juntas.

Primeiro procedeu-se à montagem das paredes com a argamassa AGP1, e só depois de estas serem ensaiadas é que se procedeu à montagem das paredes com a argamassa AGP5. Para iniciar a construção, começou-se por colocar 3 vigas metálicas, uma para cada parede, num local de fácil acesso para a sua montagem e onde fosse possível manobrar um monta-cargas para o transporte das paredes no dia do ensaio. Ao contrário dos prismas, as paredes depois de construídas foram deixadas no mesmo local a curar, uma vez que o seu transporte é difícil e moroso.

As vigas que servem de suporte às paredes foram colocadas sobre blocos de cimento, de forma a não assentarem diretamente do chão, para que aquando do seu transporte para o ensaio, os garfos do monta-cargas possam passar sob os perfis, e assim mover as paredes. É importante também antes de proceder à montagem das paredes, verificar através de um nível se as vigas estão perfeitamente niveladas, e caso tal não se verifique, devem ser coladas uma cunhas sob estas, até estarem perfeitamente planas.

De modo a evitar a adesão do da primeira fiada de blocos ao perfil metálico é necessário colocar uma tela plástica sobre a viga, e sobre esta, uma camada de argamassa com pelo menos 10mm, onde irá então assentar a primeira fiada de blocos. Esta primeira camada de argamassa é bastante importante,

pois para além de permitir regularizar a base das paredes, proporciona uma boa distribuição dos esforços aquando do ensaio.

Depois de assente a primeira fiada com 3 BTC, voltou-se a espalhar com as mãos mais uma camada de argamassa com cerca de 10mm de espessura, de forma a igualar a saliência dos encaixes, e procede-se a colocação de mais uma fiada de blocos. Nesta fiada, de modo a desfasar as juntas verticais foi necessário cortar um bloco em duas metades iguais, com recurso a uma máquina com serra de disco. De forma a assentar corretamente os blocos utilizou-se um martelo de borracha, e com recurso a um nível, foi-se verificando ao longo da construção se a parede se mantinha perfeitamente plana e vertical. Este processo repetiu-se até completar as 8 fiadas das paredes, tendo sempre o cuidado de desfasar as juntas verticais, como se ilustra na Figura 5.3.

Figura 5.3: Processo de construção das paredes

A construção das três paredes foi efetuada em simultâneo, no entanto, deixou-se que a argamassa de junta vá ganhando alguma resistência, antes de se avançar para as camadas superiores, pois o elevado peso dos blocos podia esmagar as juntas adjacentes. Além disto, foi também importante

humedecer a base e o topo dos blocos com um vaporizador, antes de se proceder à sua colocação, para que estes não absorvessem a humidade presente da argamassa.

Depois de terminadas, as paredes foram limpas com uma esponja húmida, de modo a retirar qualquer excesso de argamassa que tenha ficado acumulado, e ficaram com o aspeto apresentado na Figura 5.4.

Figura 5.4: Aspeto das paredes depois de construídas.

Alguns dias antes do ensaio das paredes, estas foram pintadas com uma camada de tinta branca, para que fosse mais perceptível o seu modo de rotura (Figura 5.5).

Figura 5.5: Aspeto das paredes depois de pintadas

Quanto às paredes de junta seca, alguns dias antes do seu ensaio, procede-se ao corte e à pintura dos blocos a utilizar e as paredes foram construídas diretamente sob o pórtico de teste no momento do ensaio, já que a sua construção consiste simplesmente em encaixar os blocos. É importante também verificar que a parede se mantém plana e vertical.

5.2.1 Sistema e procedimento de ensaio

O ensaio das paredes de alvenaria de BTC foi efetuado com base na norma EN1052-1. Esta norma recomenda que sejam ensaiadas pelo menos 3 paredes, com uma dimensão mínima de 2 blocos de comprimento e 5 blocos de altura, para blocos com menos de 300mm de comprimento e menos de 150mm de altura, como é o caso dos BTC em estudo. Além disto, a norma também recomenda que sejam retiradas amostras de argamassa para ser determinada a sua trabalhabilidade através do ensaio de espalhamento, o seu teor em ar no estado fresco e a resistência à compressão e flexão de prismas. No entanto, durante a construção das paredes, optou-se apenas por retirar amostras em moldes cilíndricos para o ensaio de compressão e de módulo de elasticidade destes.

Para se proceder ao ensaio das paredes é necessário primeiramente proceder-se ao transporte das paredes desde o local de construção e de cura até ao pórtico de ensaio. Este processo é bastante trabalhoso e deve ser efetuado de forma muito cautelosa e rigorosa de forma a evitar que a paredes se danifiquem ou ponham em causa a integridade física humana.

Primeiro, começa-se por colocar um perfil metálico, igual ao utilizado na base da parede, no topo desta. Como estes perfis possuem furos de 10 em 10cm, utilizam-se uns varões roscados de aço com cerca de 1,3m de comprimento que atravessam verticalmente toda a altura da parede desde o perfil superior até ao perfil inferior. Estes varões são fixados com recurso a parafusos nos perfis, de forma a comprimir muito ligeiramente a paredes e a introduzir alguma tensão de confinamento na paredes entre os perfis, para evitar que esta sofra qualquer movimento (Figura 5.6 (a)).

Em seguida, a parede é colocada sobre o monta-cargas e é transportada cuidadosamente até junto do pórtico de ensaio (Figura 5.6 (b)).Depois são fixadas umas correntes próximas das extremidade do perfil superior, de modo a que os garfos do empilhador possam passar sob estas e levantar a parede para esta ser colocada no pórtico de ensaio (Figura 5.6 (c)).

A parede é então colocada no pórtico de ensaio com o empilhador, e com uma fita métrica e um fio-de-prumo é devidamente centrada com a célula de carga, para se evitar qualquer excentricidade durante o seu carregamento (Figura 5.6 (d)).

(a)

(b)

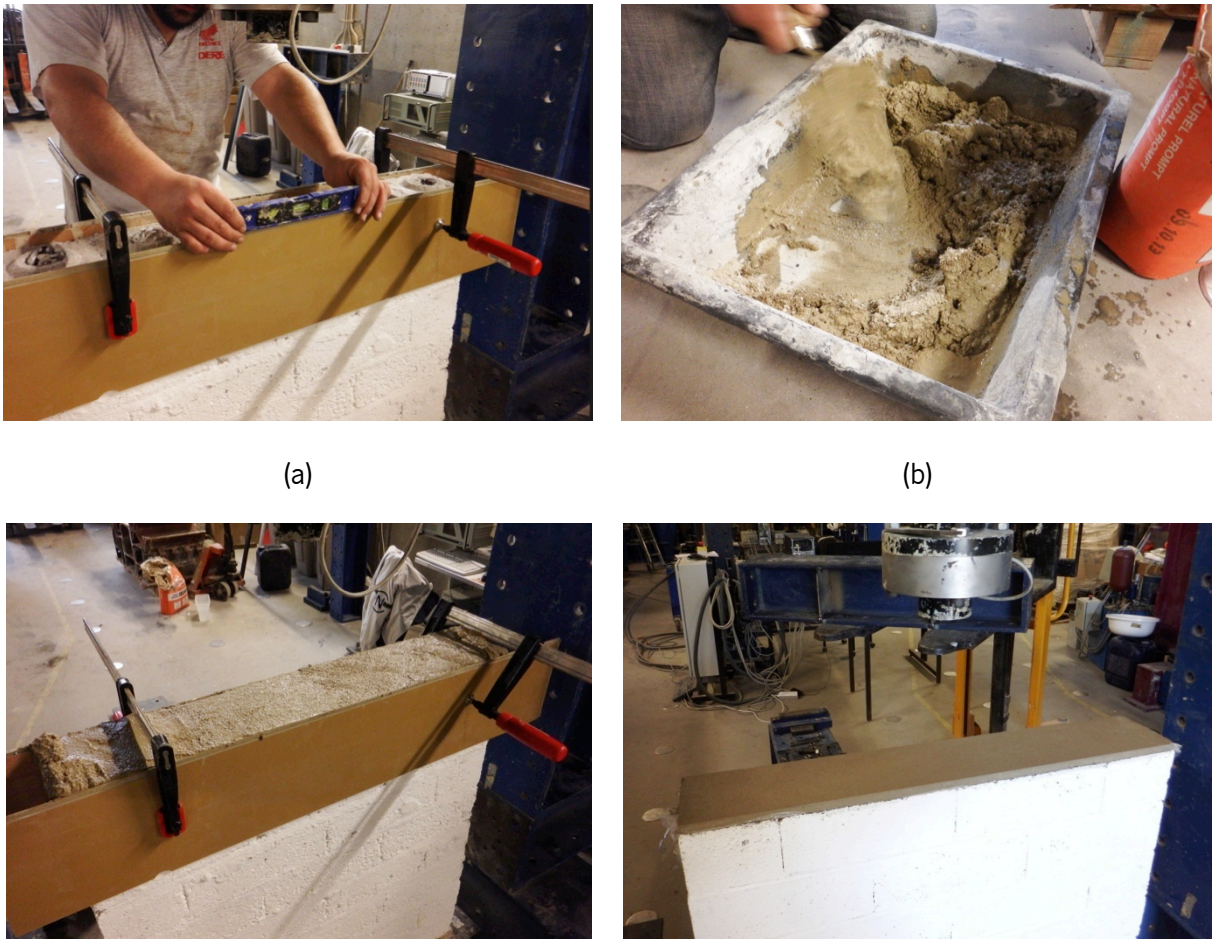
(c)

(d)

Figura 5.6: Processo de colocação das paredes no pórtico de ensaio: (a) confinamento da parede entre os perfis metálicos; (b) transporte da parede no monta-cargas; (c) transporte da parede no empilhador; (d) colocação da parede do pórtico de ensaio.

No caso das paredes é necessário regularizar a superfície do topo com uma argamassa de presa rápida para eliminar a saliência dos encaixes. Para isso, é retirado o perfil superior da parede, e os furos dos blocos são preenchidos com algum papel de jornal de forma a evitar que estes fiquem preenchidos com argamassa aquando da sua colocação. Depois fixam-se, com recurso a serra-juntas, duas tabuas de madeira com cerca de 1 m de comprimento e 20cm de altura em cada uma das faces da parede, de forma a criar uma cofragem para a colocação da argamassa. Estas tabuas devem sobressair cerca de 15mm do topo da parede de forma que a argamassa colocada cubra completamente a saliência dos encaixes. Em seguida, com recurso a um nível, deve-se verificar se as

tabuas estão completamente planas, já que estas servirão de molde para a argamassa, e caso esta ficasse inclinada poderia conduzir a que o carregamento não fosse uniforme (Figura 5.7 (a)).



(a) (b)

(c) (d)

Figura 5.7: Preparação do topo da parede: (a) colocação das tabuas de madeira; (b) preparação da argamassa de presa rápida; (c) colocação da argamassa; (d) aspeto final da superfície da parede.

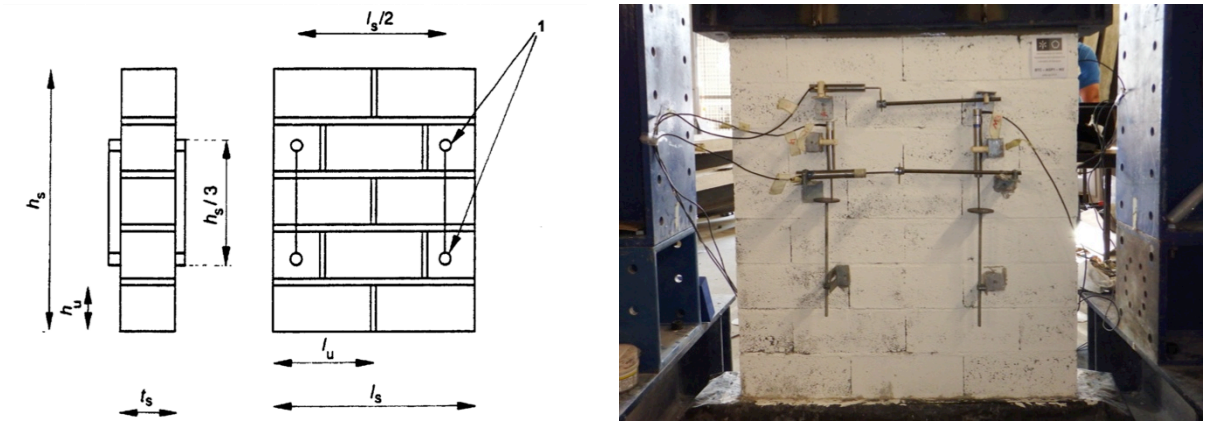
Em continuação, prepara-se a argamassa num tabuleiro plástico, que consiste numa mistura com areia, água e um cimento de presa rápida. Com uma colher procede-se à mistura de argamassa até esta apresentar um aspeto homogéneo, e em seguida espalha-se sobre toda a superfície da parede. Para criar um acabamento regular na argamassa, utiliza-se uma talocha para rasar e alisar toda a superfície da parede (Figura 5.7 (c)).

Decorridos cerca de 30 minutos da colocação da argamassa, esta já apresenta alguma consistência e resistência, podendo ser retiradas as tabuas de madeira, ficando a superfície da parede com o aspeto apresentado na Figura 5.7(d).

Em seguida, de forma a promover uma distribuição uniforme da carga, coloca-se novamente o perfil metálico já utilizado anteriormente sobre a parede, e uma outra chapa de menores dimensões. No ensaio das paredes não foi utilizada rótula, e o atuador aplica a carga diretamente na chapa metálica, sendo utilizadas umas pequenas cunhas metálicas caso seja necessário corrigir alguma folga existente entre o atuador e a chapa. Por último, como se espera que o comportamento das paredes tenha tendência a ser frágil e estas possam colapsar inesperadamente, são colocadas, por questões de segurança, umas correntes entre ambas as extremidades do perfil metálico e o pórtico de ensaio. Por esta razão, também se evitou a marcação das fendas durante o ensaio.

Conforme se pode verificar na Figura 5.8 (a), a norma EN1052-1, recomenda a medição do deslocamento vertical entre 1/3 da altura da parede com dois LDVT's espaçados de aproximadamente metade do comprimento da parede, em cada uma das faces principais. Além de ter sido adotada esta recomendação da norma, optou-se por medir também o deslocamento horizontal da parede através da colocação de 2 LVDT's em cada uma das faces, como se pode visualizar na Figura 5.8 (b).

Em suma, foram utilizados um total de 8 LVDT's. Os LVDT's horizontais foram colocados na 5ª e na 7ª fiada e medem o deslocamento numa distância de cerca de 50cm, de forma a incluírem o deslocamento de duas juntas verticais. Idealmente, um dos LVDT's deveria estar colocado exatamente a meio da parede, mas como o número de fiadas é par, optou-se por colocar na 5ª fiada. Os LVDT's verticais foram colocados a um distância entre si de cerca de 40cm e medem o deslocamento entre o meio da 3ª fiada e o meio da 6ª fiada, ou seja, medem o deslocamento entre duas juntas horizontais a uma distância de cerca de 30cm. Estes LVDT's verticais, serão também importantes, para se verificar se o carregamento da parede foi uniforme ou se ocorreu alguma rotação desta.



(a) (b)

Figura 5.8: Sistema de ensaio: (a) sistema de ensaio recomendado na norma EN 1052-1; (b) sistema de ensaio utilizado.

De igual forma como nos prismas, os LVDT's foram acoplados a chapas metálicas em forma de L, assim como os respetivos pratos através de umas abraçadeiras, e foram fixados aos prismas com recurso a uma pistola de cola termofusível.

Quanto ao carregamento da parede, o pórtico utilizado para o executar o ensaio possui uma capacidade de carregamento de aproximadamente 600kN, e o carregamento, de igual forma como nos ensaios com os prismas e com os blocos efetuados anteriormente, foi efetuado em controlo de deslocamento, com uma velocidade de 0,013 mm/s, de modo a obter-se o comportamento pós-pico da alvenaria. No entanto, a norma recomenda que a rotura ocorra entre os 15 e os 30 minutos, e que a velocidade seja aplicada em controlo de força entre uma velocidade de 0,15N/(mm^2·min) e de 1,25N/(mm^2·min).

A resistência à compressão, em MPa, é dada pela média da tensão máxima de cada parede que corresponde à razão entre a força máxima aplicada, em N, e a área da secção de carregamento em, mm^2. Quanto ao módulo de elasticidade, a norma recomenda que, caso se pretenda calcular este parâmetro, o carregamento deve ser efetuado em três etapas até cerca de metade da força máxima aplicada, e que em cada etapa a força deve ser mantida constante durante pelo menos 2 minutos. No final da última deve-se aplicar a carga até a rotura do provete. No entanto, optou-se por aplicar a carga à velocidade já referida até à rotura da parede, e o módulo de elasticidade foi calculado entre 30 e 60% (zona linear) dos gráficos tensão-extensão dos prismas, através de uma regressão linear.

As paredes com a argamassa AGP1 foram construídos a 23 e 24 de abril e ensaiadas a 17 e 18 de julho, e as paredes com a argamassa AGP5 foram construídos a 23 e 24 de julho e ensaiados a 6 de outubro, desta forma as primeiras foram ensaiadas com uma idade de cerca de 85 dias e as paredes com argamassa AGP5 foram ensaiadas com uma idade de aproximadamente 75 dias. A resistência à compressão das argamassas para estas idades é de aproximadamente 2 MPa no caso de AGP1 e de 5MPa no caso de AGP5. À data do ensaio das paredes, os BTC de todas as paredes tinham uma idade entre os 100 e os 120 dias, apresentando por isso uma resistência entre os 5 e os 6MPa, segundo os ensaios de compressão dos BTC apresentados no Capítulo 3. Desta forma, a argamassa AGP1 possui cerca de 35% da resistência dos BTC, e a argamassa AGP5 possui quase a mesma resistência dos BTC, constituindo neste último caso uma alvenaria praticamente monolítica.

5.2.2 Discussão dos resultados

Os resultados obtidos nos ensaios de compressão das paredes são apresentados de forma sumária na Tabela 5.1 em termos de resistência à compressão.

Tabela 5.1: Resultados obtidos para a compressão das paredes

		Junta Seca			Junta com AGP1			Junta com AGP5		
Número da parede		1	2	3	1	2	3	1	2	3
Resistência à compressão (MPa)	Tensão máxima	0,87	0,97	0,94	3,08	2,81	2,84	3,45	3,33	2,90
	Valor médio	0,93			2,91			3,23		
	Coeficiente de variação	6%			5%			9%		

Como expectável, e seguindo a tendência dos resultados dos prismas obtidos no capítulo anterior, as paredes com junta seca são as que apresentam menor resistência à compressão, enquanto nas paredes com argamassa, a resistência à compressão aumenta consideravelmente. Mais uma vez, estes resultados demonstram que a introdução da argamassa de juntas nas paredes de BTC melhoram o seu comportamento à compressão, já que esta pode ser responsável por absorver as concentrações de tensões existente entre os BTC.

As paredes com junta seca apresentam uma resistência à compressão de cerca de 0,93 MPa, ou seja, cerca de menos 40% do que a resistência dos prismas com junta seca, cerca de 30% da resistência dos blocos.

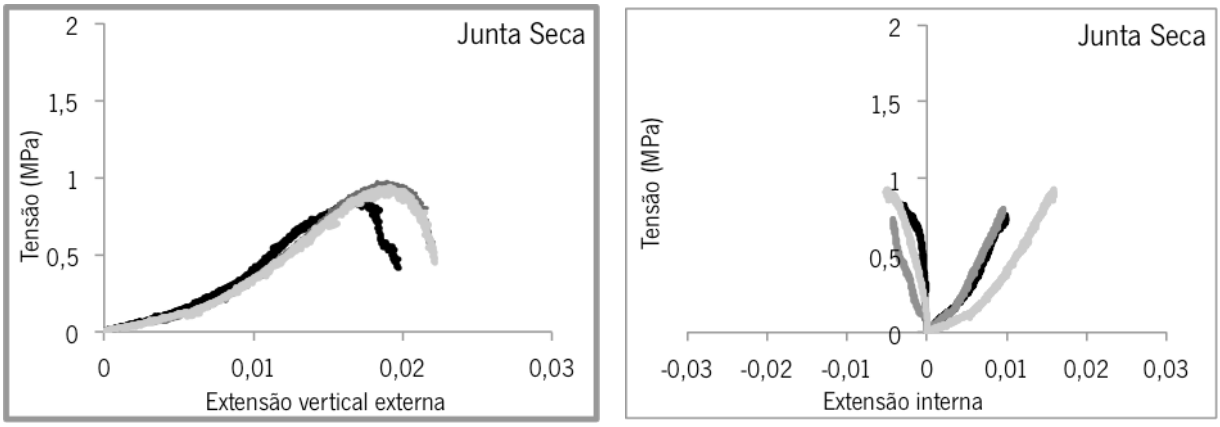
As paredes com a argamassa AGP1 apresentam uma resistência de aproximadamente 2,91 MPa, ou seja, apenas 17% menos que a resistência apresentada pelos prismas, e mais de 3 vezes superior do que a resistência das paredes de junta seca.

As paredes com a argamassa AGP5 apresentam uma resistência de aproximadamente 3,23 MPa, ou seja, apresentam um decréscimo de 30% de resistência em relação aos prismas com a argamassa AGP5 e um aumento de apenas 10% da resistência em relação às paredes com AGP1.

Os gráficos apresentados seguidamente, ilustram a tensão-extensão dos prismas ao longo do ensaio de compressão. De igual forma, como no ensaio de compressão dos prismas, são apresentados gráficos distintos para a extensão medida pelo atuador, extensão externa, e para a extensão medida pelos LVDT's colocados nas faces principais das paredes, extensão interna. No caso das paredes foi também medida a extensão horizontal das paredes, desta forma, nos gráficos tensão-extensão interna, representa-se no eixo positivo a extensão vertical e no eixo negativo a extensão horizontal.

Nas paredes com junta seca verifica-se que tanto as curvas da extensão externa como as curvas da extensão interna apresentam uma fase de ajuste bastante longo, já característicos nos prismas de junta seca, já que durante o ensaio ocorre uma grande acomodação dos BTC nas juntas. A extensão horizontal neste caso também apresenta valores consideráveis, quando comparado com as outras tipologias estudadas, o que era expectável, já que se a parede tem tendência a sofrer deslocamento no sentido da aplicação da carga, irá também sofrer deslocamento do sentido horizontal.

Quanto ao comportamento pós-pico deste tipo de paredes, verifica-se que é bastante mais longo do que no caso das paredes com argamassa AGP1 e AGP5, exibindo um comportamento muito mais dúctil do que estas.



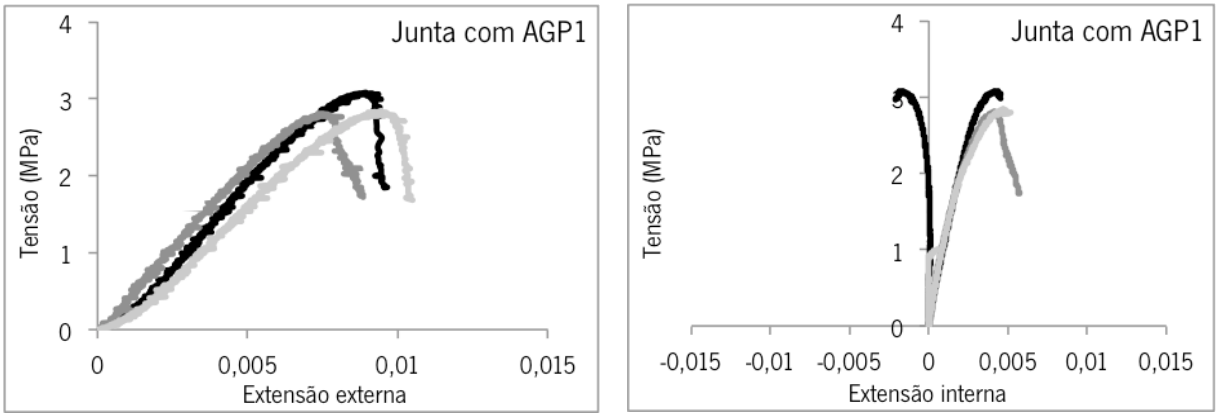
(a) (b)

Gráfico 5.1: Tensão-Extensão para os prismas de junta seca: (a) extensão externa; (b) extensão interna.

No caso das paredes com argamassa, o comportamento de ambas é bastante semelhante. Como se pode observar nas curvas da extensão externa, a fase de ajuste é muito curta e está sobretudo relacionada com o ajuste da parede com a argamassa de presa rápida e com os perfis metálicos

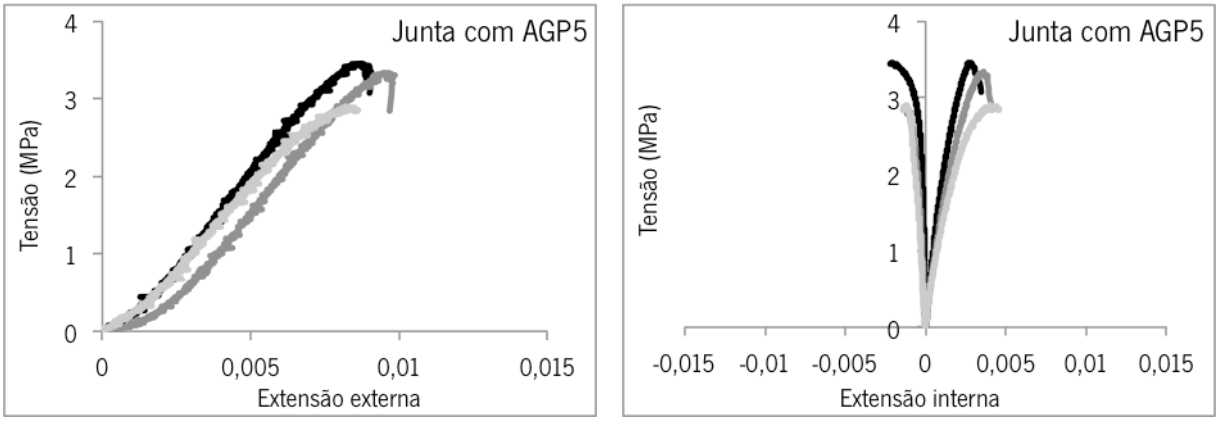
utilizados. Em relação ao comportamento pós-pico, verifica-se que existe um patamar bastante reduzido, seguido de uma quebra abrupta da tensão, refletindo o carácter mais frágil destas paredes.

A extensão interna vertical é muito menor nas paredes com argamassa do que nas paredes com junta seca, demonstrando que entre as juntas das paredes praticamente não há ajustes e o deslocamento que estas sofrem devido à aplicação da carga vertical é pequena. Consequentemente, a extensão horizontal também vai ser muito pequena, e como se pode verificar nos gráficos, só para valores muito próximos da rotura é que esta começa a ser significativa, resultante da abertura de fendas maioritariamente verticais.



(a) (b)

Gráfico 5.2: Tensão-Extensão para os prismas com argamassa AGP1: (a) extensão externa; (b) extensão interna.



(a) (b)

Gráfico 5.3: Tensão-Extensão para os prismas com argamassa AGP5: (a) extensão externa; (b) extensão interna.

Perante esta análise, torna-se também evidente no caso das paredes, que o módulo de elasticidade deve ter em consideração a extensão interna, de forma a não ser incluída a extensão existente entre a base e o topo da parede com os perfis metálicos.

Ainda assim, de modo a avaliar também a influência deste ajuste entre as faces da paredes e os perfis metálicos, no módulo de elasticidade, optou-se por calcular o seu valor para ambas as extensões, considerando ainda assim, o valor apresentado como extensão interna o que melhor representa a realidade. Este foi calculado entre 30 e 60% (zona linear) dos gráficos tensão-extensão dos prismas, através de uma regressão linear (Tabela 5.2).

Tabela 5.2: Resultados obtidos para o módulo de elasticidade das paredes

		Junta Seca			Junta com AGP1			Junta com AGP5		
Número da parede		1	2	3	1	2	3	1	2	3
Módulo de elasticidade externo (MPa)	Módulo de elasticidade	68,7	70,5	65,2	450,1	422,0	402,9	529,7	494,1	441,3
	Valor médio	68,3			425,0			488,4		
	Coeficiente de variação	4%			6%			9%		
Módulo de elasticidade interno (MPa)	Módulo de elasticidade	104	107,7	78,7	936,8	891,4	900,9	1561,5	1224,5	990,5
	Valor médio	97,8			909,7			1258,8		
	Coeficiente de variação	16%			3%			23%		
Módulo de elasticidade interno/ Módulo de elasticidade externo		1,4			2,1			2,6		
Módulo de elasticidade/ Resistência à compressão		105			313			390		

Como se pode observar, os valores de módulo de elasticidade obtidos pela extensão interna são bastante diferentes dos valores obtidos com a extensão interna.

Nas paredes com junta seca, o módulo de elasticidade externo é de 68,3MPa e o módulo interno é de 97,8MPa, apenas 1,4 vezes superior. Este resultado demonstram que a extensão que existe entre o top e a base da parede é bastante reduzida, comparada com a extensão interna que a parede sofre. Esta diferença é muito mais notória nas paredes com argamassa, uma vez que estas sofrem uma extensão cerca de 4 vezes menor do que as paredes com junta seca.

Nas paredes com argamassa de junta, a diferença entre o módulo interno e externo é muito superior. No caso das paredes com AGP1 o módulo de elasticidade externo é de 425MPa e o módulo de elasticidade interno é de 909,7MPa, ou seja, mais de duas vezes superior. No caso das paredes com AGP5 o módulo de elasticidade externo é de 488,4MPa e o módulo de elasticidade interno é de 1258,8, ou seja, mais de 2,5 vezes superior.

Neste caso, como a extensão interna é muito pequena, a consideração da extensão externa para o cálculo do módulo de elasticidade influência muito o seu valor.

Quanto à diferença entre a parede com argamassa AGP1 e a parede com argamassa AGP5, esta é muito reduzida, mas ainda assim é evidente que a argamassa AGP1 ao ser mais flexível promove uma ligeira acomodação dos blocos, levando a que a parede sofra alguma extensão, o que não acontece com a parede com a argamassa AGP5, que ao ser muito rígida, praticamente não promove a acomodação dos blocos.

5.2.2.1 Modos de rotura

Analisando agora o modo de rotura das paredes de alvenaria de BTC, verifica-se que as 3 tipologias apresentam modos de rotura bastante distintos entre si. Ao contrário do que acontecia com os prismas, a rotura das paredes não foi caracterizada em todas as tipologias pela formação de um tronco de pirâmide, devido ao confinamento introduzido pelas placas de confinamento.

Na Figura 5.9 (a) está representado de forma esquemática o modo de rotura das paredes de junta seca. No caso destas paredes, a abertura das primeiras fendas ocorreu bastante cedo, para valores de força de cerca de 10kN, ou seja, cerca de 10% da resistência máxima, aumentando gradualmente até à rotura do provete, e depois de forma mais rápida no momento de pós-pico. Estas paredes apresentam, assim, um carácter bastante dúctil, não se caracterizando o modo de rotura como repentino.

Neste modo de rotura, verifica-se que as fendas são na grande maioria verticais, apresentando, no entanto, também algumas fendas diagonais. Estas fendas têm tendência a atravessar todo o bloco e a propagarem-se de uns para os outros. É visível, também, neste modo de rotura, que os blocos da primeira e da última fiada são muito pouco afetados, apresentando poucas ou nenhumas fendas. No momento da desmontagem da parede, os blocos inferiores, a olho nu, apresentavam um aspeto intacto.

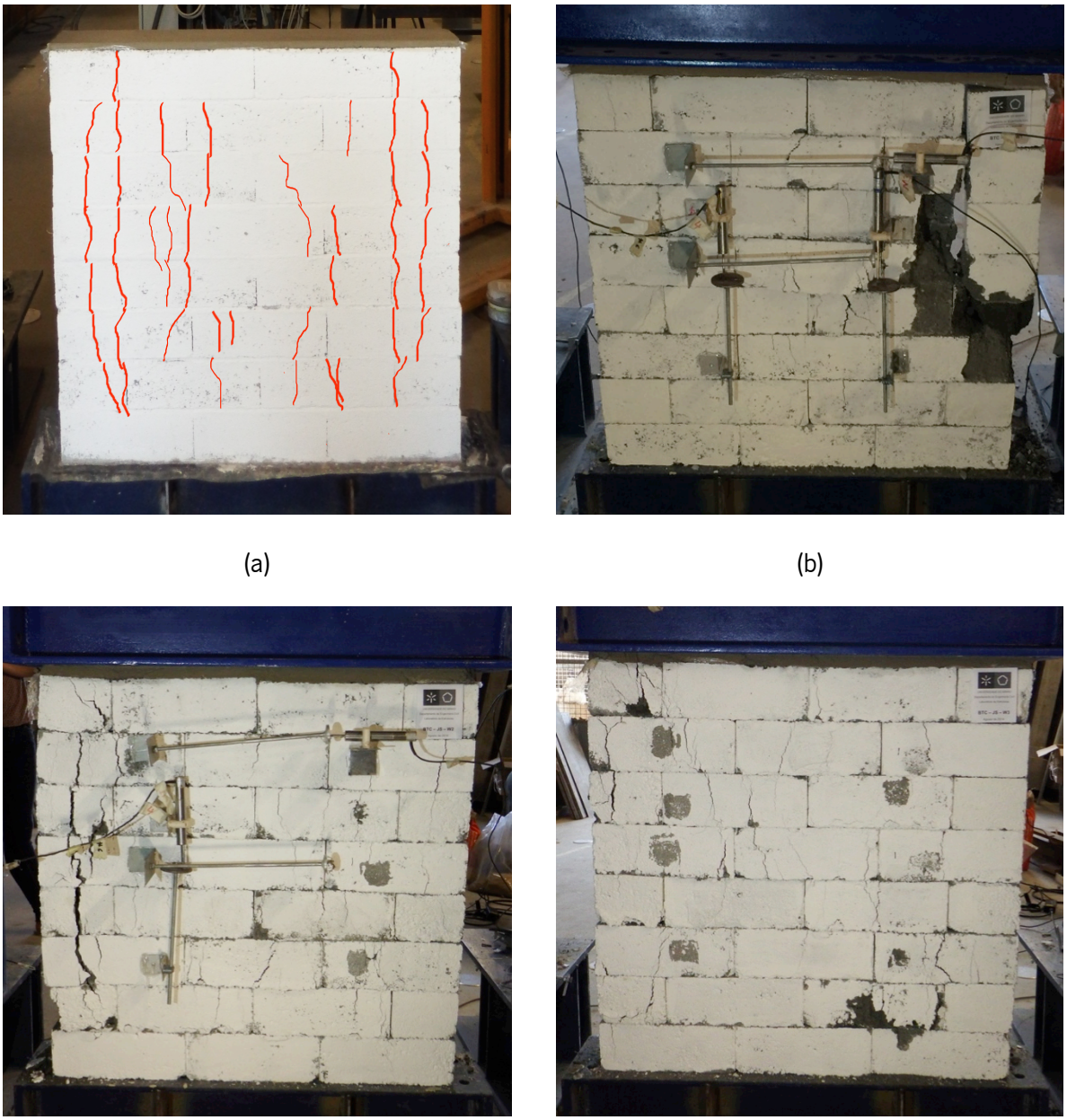


Figura 5.9: Modo de rotura das paredes com junta seca: (a) desenho esquemático das fendas; (b) modo de rotura da parede n°1; (c) modo de rotura da parede n°2; (d) modo de rotura da parede n°3.

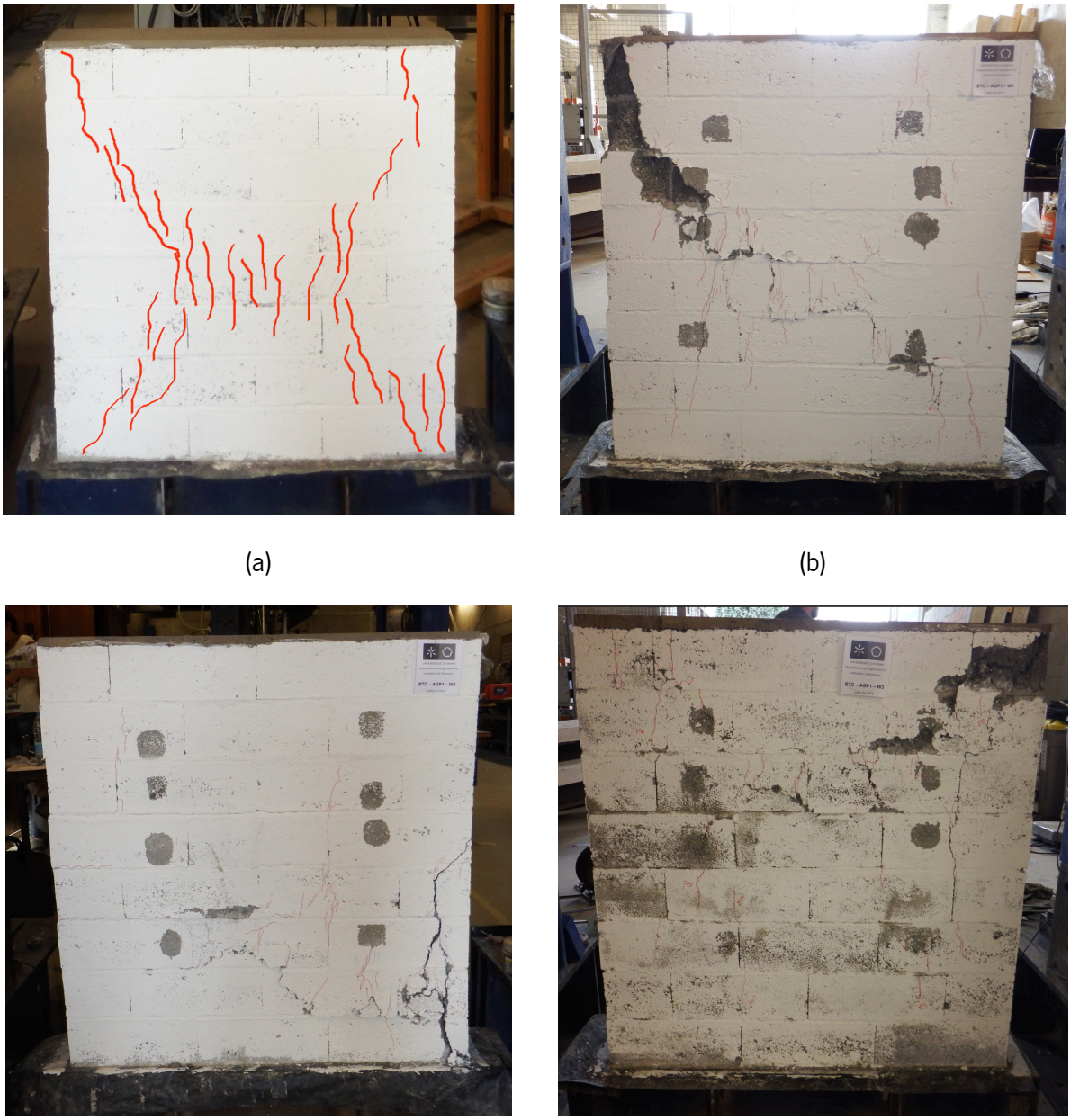
É notório na Figura 5.9 (b), a rotura completa dos blocos do lado direito da parede, onde a rotura ocorreu ao nível da junta vertical da fiada superior da parede e se propagou até baixo, acabando por fazer colapsar esta parte da parede. Na Figura 5.9 (c), o modo de rotura foi semelhante, mas desta vez no lado esquerdo, e ocorreu, não ao nível das juntas verticais, mas aproximadamente ao nível dos furos verticais dos blocos, onde a fenda se iniciou a partir da fiada superior, e se propagou verticalmente sempre ao longo dos furos verticais até à segunda fiada, acabando por toda esta parte colapsar no final do ensaio.

Na Figura 5.9 (d) não ocorreu o colapso de nenhuma parte da parede, mas é também notório a tendência para as fendas verticais se propagarem ou ao nível das juntas verticais, ou ao nível dos furos verticais, demonstrando a maior instabilidade da parede nestes pontos.

No caso das paredes com a argamassa AGP1, a abertura das primeiras fendas ocorreu para valores de força bastante mais elevados, cerca de 250kN, o que corresponde a cerca de 80% da resistência máximas destas, e foi aumentando rapidamente até à rotura das paredes. Este modo de rotura, caracteriza-se por ser bastante mais frágil do que o registado pelas paredes com junta seca.

Neste caso, a maioria das fendas propagam-se na direção vertical, com origem nos cantos das paredes, mas que tendem a propagar-se na direção central desta, como esquematizado na Figura 5.10 (a). Além disso, também é visível a abertura de algumas fendas horizontais de reduzida espessura, na zona das juntas, que resultam da expansão da argamassa.

É possível visualizar também pelas figuras apresentadas, a tendência para ocorrer esmagamento dos blocos nos cantos superiores das paredes.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 5.10: Modo de rotura das paredes com AGP1: (a) desenho esquemático das fendas; (b) modo de rotura da parede n°1; (c) modo de rotura da parede n°2; (d) modo de rotura da parede n°3.

Nas paredes com a argamassa AGP5, a rotura também se caracteriza por ser bastante frágil, e a abertura de fendas também ocorreu para valores bastante elevados de força, próximo dos 300kN, o que corresponde a aproximadamente 85% da resistência máxima das paredes.

Na figura anterior, é visível que a abertura de fendas nestas paredes é em número, bastante mais reduzido que os casos anteriores. Este modo de rotura caracteriza-se pela abertura de fendas verticais que se propagam na diagonal de uma extremidade superior da parede até outra extremidade inferior da parede. Além disto, é notório o aparecimento de fendas horizontais com dimensões consideráveis nas juntas centrais das paredes.

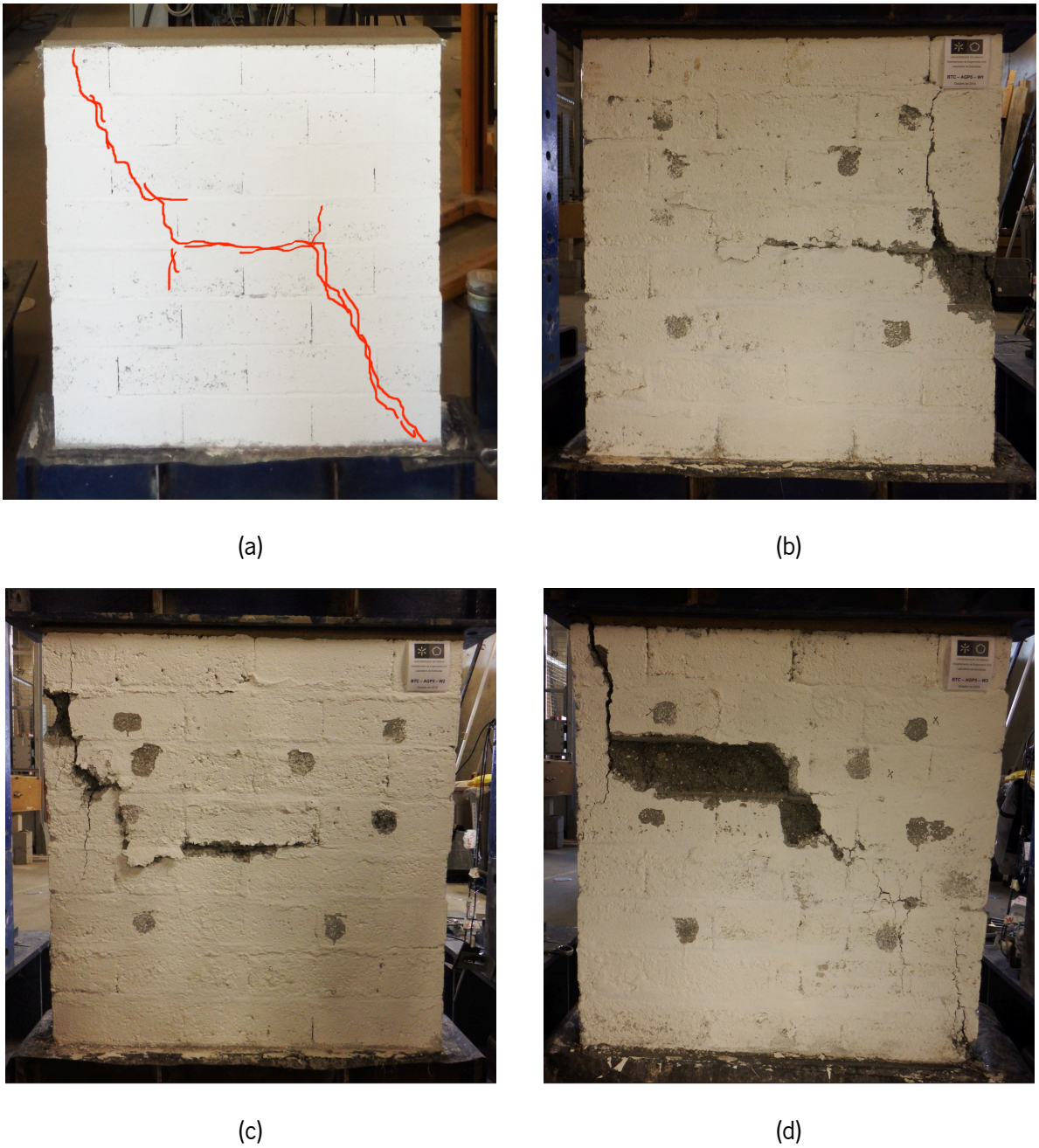


Figura 5.11: Modo de rotura das paredes com a argamassa AGP5; (a) desenho esquemáticos das fendas; (b) modo de rotura da parede n°1; (c) modo de rotura da parede n°2; (d) modo de rotura da parede n°3.

5.3 Considerações finais

A principal conclusão acerca dos ensaio de compressão, das paredes de alvenaria de BTC, é que a introdução de argamassa de junta horizontal melhora, consideravelmente, o comportamento da parede, fazendo a sua resistência aumentar cerca de 2 vezes em relação às paredes com junta seca.

Nas paredes com junta seca, a resistência à compressão foi próxima de 1MPa, ou seja, decresce cerca de 80% em relação à resistência dos BTC. Nestas paredes, a inexistência de argamassa de junta, não permite que seja aproveitada ao máximo a capacidade resistente do bloco, uma vez que a sua elevada rigidez e a sua incapacidade para absorver deformações, provocam a existência de pontos de concentrações de tensões entre os blocos, que conduzem à rotura precoce do sistema.

Como espectável, a utilização de argamassa permitiu reduzir ou quase eliminar estes pontos de concentrações entre os blocos, já que as argamassas, principalmente a argamassa AGP1, não sendo tão rígidas como os blocos tem capacidade de absorver as deformações existentes, permitindo um aproveitamento mais eficiente da resistência dos blocos, uma vez que com estas soluções, a resistência em relação aos blocos isolados apenas decresce cerca de 40%.

Comparando agora os resultados obtidos para as paredes com argamassa AGP1 e para as paredes com argamassa AGP5, verifica-se que o aumento da resistência da argamassa para valores próximos da resistência dos blocos, conduziu a um aumento da resistência da parede com AGP5 de apenas de 10%. No entanto, apesar de se ter verificado este aumento, não significa que as paredes com AGP5 sejam mais eficientes. Pois, para além de o incremento de resistência ser praticamente insignificante, conduziu a que o comportamento da parede fosse bastante mais frágil, do que no caso das paredes com argamassa de junta AGP1, o que não torna esta solução tão vantajosa.

Capítulo 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 Considerações Finais

Neste último capítulo, apresentam-se as principais conclusões finais deste trabalho. Para tal, importa retomar os objetivos gerais, definidos no seu início, sendo eles: desenvolver duas argamassas geopoliméricas, uma com baixa resistência e outra com resistência próxima dos blocos; estudar a evolução da resistência dos BTC e das argamassas ao longo da idade de cura, perceber o funcionamento dos prismas e das paredes sujeitos a esforços de compressão, perceber o funcionamento dos prismas sujeitos a esforço de corte, e, por último, avaliar a influência das argamassas de junta no desempenho destes elementos.

No Capítulo 3, onde se efetuou a analise da resistência dos BTC, verificou-se que a resistência atingida ao final de cerca de 180 dias foi de aproximadamente 7 MPa. Valor bastante elevado, quando comparado com os valores mínimos recomendados por normas internacionais, que exigem valores mínimos de resistência entre 1.3 e 2 MPa. No entanto, apesar de o valor referido ser elevado, não está de acordo com os resultados obtidos no trabalho de Silva et al. (2013), onde a resistência para a mesma idade é de 12MPa. Apesar de a composição, o fabrico e o ensaio dos BTC ser semelhante ao utilizado por estes autores, existem alguns aspetos que puderam ter conduzido a esta diferença.

Nomeadamente: as cinzas volantes, que, que apesar de terem a mesma proveniência foram recolhidas em momentos diferentes, podendo estas últimas apresentar percentagens mais baixas de silício e de alumínio; o solo, que mesmo tendo sido recolhido no mesmo local poderá apresentar uma constituição ligeiramente diferente; e o local de cura dos BTC, que ao ser um local bastante movimentado poderá ter interferido na resistência dos BTC. Apesar de terem sido seguidos todos os cuidados necessários durante todo este processo, poderão ter existido outros fatores, que influenciaram tanto os resultados, sendo, por isso, importante no futuro repetir estes ensaios para averiguar a capacidade resistente da composição utilizada.

Em relação ao estudo da evolução da resistência dos BTC com a idade de cura, verifica-se que a curva obtida, não corresponde ao comportamento típico, registado por outros materiais, onde normalmente a resistência é tanto maior, quanto maior a idade de cura, até a um momento em que estabiliza. No caso dos BTC em estudo a resistência não aumenta de forma normal com a idade de cura. De facto, observou-se que dos 7 aos 21 dias a resistência aumenta de forma bastante acentuada, no entanto, entre os 21 e os 28 dias a resistência decresce cerca de 50%, para depois voltar a aumentar novamente entre os 28 e os 42 dias, dos 42 aos 90 dias a resistência mantém-se praticamente constante, e só depois dos 90 dias é que volta a aumentar, para começar a estabilizar novamente aos 150 dias. Esta descida próxima dos 30 dias, poderá ser característica de materiais estabilizados alcalinamente, no entanto, na bibliografia não foi encontrado nenhum estudo sobre geopolímeros onde fossem efetuados ensaios para tantas idades, que pudesse comprovar esta hipótese.

No estudo do desenvolvimento das argamassas, foram propostas 5 formulações diferentes, que ficaram sujeitas a cura térmica durante cerca de 48 horas, de forma a acelerar a velocidade de incremento da sua resistência. Juntamente com estas foi efetuada uma mistura igual à dos BTC, para ser possível estimar qual o decréscimo da resistência das argamassas curadas em cura térmica. Estimou-se que este decréscimo fosse de cerca de 50%, o que se comprovou ser verdade mais tarde, com o estudo da evolução da resistência das argamassas ao longo do tempo. Neste estudo foi também possível demonstrar que a concentração de hidróxido de sódio é o constituinte das argamassas com maior impacto na sua resistência.

O estudo da evolução da resistência das argamassas com a idade de cura, demonstrou mais uma vez o comportamento atípico dos geopolímeros. Em relação aos prismas, verificou-se que a resistência à tração por flexão para a argamassa AGP1 se mantém constante entre os 30 e os 60 dias, e sofre um decréscimo muito acentuado aos 90 dias, já a argamassa AGP5 aumenta de resistência dos 30 para

os 60 dias e mantém-se praticamente constante dos 60 aos 90 dias. No caso da resistência à compressão dos prismas, AGP1 mantém-se praticamente constante em todas as idades, e AGP5 apresenta um crescimento linear e bastante acentuado ao longo do tempo. Nos ensaio com os cilindros, a resistência à compressão de AGP1 também se mantém constante, enquanto a AGP5 aumentou dos 30 aos 60 dias e depois estabilizou dos 60 aos 90 dias. Quanto ao módulo de elasticidade, a AGP1 aumentou dos 30 aos 60 dias e dos 60 aos 90 dias diminuiu, enquanto a AGP5 aumentou sempre, apesar de o aumento entre os 60 e os 90 dias ser menos acentuado.

Conforme se pode concluir pelos resultados apresentados, é muito difícil identificar uma tendência para a evolução da resistência das argamassas. Além disso, os valores obtidos para os diferentes provetes são muito díspares entre si, criando uma grande variabilidade de resultados. No entanto, é importante referir que, durante o processo de fabrico dos provetes, apenas existiam dois moldes disponíveis, ou seja, apenas se conseguiam produzir 8 cilindros de cada vez. Como era necessário esperar pelo menos dois dias para desmoldar os provetes, o seu processo de fabrico tornou-se um pouco longo. Desta forma, os cilindros ensaiados a determinada idade poderiam não apresentar exatamente essa idade, mas sim uma diferença de 4 ou 6 dias a mais ou a menos. Este facto, aliado à instabilidade da resistência dos geopolímeros, já identificada nos BTC, entre os 30 e os 60 dias de idade, poderá ter contribuído para esta variabilidade de valores, tornando os resultados um pouco incertos. Além disto, os cilindros apresentavam um tamanho muito reduzido e as suas superfícies eram bastante irregulares, podendo o carregamento não ter sido efetuado da forma mais uniforme.

Nesta fase do trabalho foram ainda ensaiados cilindros de argamassa de amostras retiradas das amassaduras efetuadas aquando da construção da parede. Os resultados obtidos para estes cilindros foram bastante inferiores ao espectável para a sua idade, cerca de metade em ambos os casos. A justificação para estes resultados poderá estar relacionada com a trabalhabilidade aquando do fabrico dos cilindros, que conduziu a amostras com menor densidade e consequentemente menor resistência. Pode-se considerar que o valor obtido para estas argamassas poderá corresponder ao limite inferior da resistência presente nas juntas, ou seja, na hipótese de a argamassa utilizada na juntas apresentar pouco trabalhabilidade, este poderá ser o valor da sua resistência.

Continuando agora com os ensaios de compressão e das paredes, apresenta-se a Tabela 6.1 para que seja mais simples, tecer algumas conclusões sobre os resultados obtidos.

Tabela 6.1: Resumo dos resultados obtidos para os ensaios de compressão de prismas e de paredes.

		Junta Seca	Junta com AGP1	Junta com AGP5
Prismas	Resistência à compressão (MPa)	1,54	3,49	4,50
	Módulo de elasticidade (MPa)	_	815	1705
Paredes	Resistência à compressão (MPa)	0,93	2,91	3,23
	Módulo de elasticidade (MPa)	98	910	1260

A primeira conclusão, e a mais evidente deste trabalho, é a forte contribuição da argamassa de junta para a resistência à compressão dos prismas e das paredes.

Nos elementos de junta seca, a resistência dos prismas decresce cerca de 75% em relação aos BTC, e a resistência das paredes decresce mais de 80% em relação aos BTC e cerca de 40% em relação aos prismas. Este decréscimo de resistência, poderá estar relacionado com a elevada rigidez dos blocos e com a sua incapacidade para absorver deformações que faz com que existam pontos de concentrações de tensões que levam à rotura do sistema, não sendo possível aproveitar grande parte da resistência dos blocos. Quanto ao comportamento dos elementos com junta seca, durante o ensaio, verificou-se que estes apresentam grandes deformações, devido ao elevado ajuste dos blocos nas juntas, e que a abertura das primeiras fendas ocorre para cargas bastante baixas e de forma muito gradual, caracterizando esta tipologia com apresentando uma rotura dúctil em relação as restantes.

Nos elementos que utilizam a argamassa AGP1, a resistência dos prismas decresce cerca de 40% em relação aos BTC, e a resistência das paredes decresce mais de 50% em relação dos BTC e cerca de 15% em relação aos prismas. Comparando estes resultados com os elementos de junta seca, verifica-se que nos casos dos prismas a utilização desta argamassa proporciona um aumento da sua resistência de 2,3 vezes, e no caso das paredes de 3,1 vezes. Este aumento demonstra a capacidade da argamassa AGP1 em absorver as tensões geradas entre os blocos, sendo possível aproveitar muito mais a capacidade destes. No entanto, este sistema sofre muito poucas deformações e a abertura das primeiras fendas ocorre já bastante próximo da carga de rotura e estas desenvolvem-se de forma bastante rápida, apresentando uma rotura mais frágil do que o sistema com junta seca.

Por último, nos elementos que utilizam a argamassa AGP5, a resistência dos prismas decresce cerca de 25% em relação aos blocos, e a resistência das paredes decresce cerca de 45% em relação aos BTC, e aproximadamente 30% em relação aos prismas. Em comparação com os elementos de junta seca, verifica-se um aumento de quase 3 vezes nos prismas e de 3,5 vezes nas paredes. Em relação aos elementos que utilizam a argamassa AGP1, o aumento é de 1,3 vezes no caso dos prismas e de apenas 1,1 vezes no caso das paredes. Os elementos com esta argamassa sofrem ainda menos deformações que os anteriores, devido à maior rigidez da argamassa, e caracterizam-se por apresentar uma rotura ainda mais frágil, onde a abertura das primeiras fendas ocorre já muito próximo da carga de rotura e se desenvolvem de forma muito rápida.

Com base nos resultados apresentados, é evidente a necessidade e a importância de utilizar argamassa de junta horizontal para se obter melhores resultados a nível de compressão. No entanto, o facto de a argamassa utilizada possuir uma elevada resistência, parece não influenciar em muito o comportamento das estruturas, já que a utilização da argamassa AGP5, apenas aumentou em cerca de 20% a resistência dos sistemas, em relação à argamassa AGP1. Este pequeno aumento parece não compensar os maiores custos da argamassa AGP5, já que utiliza maior quantidade de cinzas volantes e de hidróxido de sódio, e o facto de tornar a alvenaria ainda mais frágeis.

Em relação à possibilidade de utilizar também argamassa de junta vertical, pensa-se que esta não iria alterar muito o comportamento das paredes, já que nos modos de rotura apresentados, o aparecimento e propagação das fendas tem mais tendência a desenvolver-se nas zonas dos blocos que possuem os aligeiramentos, do que ao longo das juntas verticais. Este facto, poderá indicar, que utilizar blocos maciços em vez de aligeirados poderia conduzir a resultados diferentes nos ensaios de compressão.

Quanto à possibilidade da eliminação dos encaixes, os ensaios dos prismas e das paredes com argamassa, parecem sugerir que estes não apresentam qualquer influência na sua resistência à compressão, podendo no entanto, apresentar uma função construtiva.

Para terminar, apresenta-se a seguinte tabela com o resumo dos ensaio de corte efetuados neste trabalho.

Tabela 6.2: Resumo dos resultados obtidos para o ensaio de corte dos prismas.

	Junta Seca			Junta com AGP1			Junta com AGP5		
Tensão de compressão (MPa)	0,1	0,3	0,5	0,1	0,3	0,5	0,1	0,3	0,5
Resistência ao corte (MPa)	0,17	0,35	0,41	0,26	0,55	0,41	0,35	0,70	0,99
Resistência ao corte inicial (MPa)	0,13			0,29			0,19		
Coeficiente de atrito	0,61			0,41			1,67		

De um modo geral, verifica-se que os ensaio de resistência ao corte dos prismas foram inconclusivos. Os prismas com argamassa AGP1 são os que apresentam maior valor de resistência ao corte inicial, no entanto, este valor está influenciado pelos resultados obtidos no nível de compressão de 0,5MPa, que deveria ter sido superior.

Nos prismas com junta seca e com a argamassa AGP5, verifica-se que para os níveis de compressão de 0,3 e 0,5MPa os prismas rompem por esmagamento, demonstrando que o nível de confinamento utilizado foi demasiado alto.

6.2 Desenvolvimentos futuros

O estudo do comportamento mecânico de BTC estabilizados alcalinamente é um trabalho contínuo e que permite desenvolver vários trabalhos no futuro. Seguem-se então as seguintes propostas:

- Análise da evolução da resistência à compressão de BTC e das argamassas com a idade de cura. Apesar de neste trabalho já se ter efetuado esta avaliação, os resultados foram inconclusivos, devendo ser repetidos e efetuados em intervalos de tempo mais curtos, de modo a entender melhor como é que ocorre a descida da resistência registada por volta dos 30 dias;

- Cura de BTC em ambientes sem oxigénio, para se verificar se desta forma, não ocorre a formação de eflorescências e averiguar a influência destas no comportamento dos BTC;

- Ensaio de molhagem e secagem de BTC, para se verificar se existe migração de sais e qual o seu impacto nos blocos;

- Estudo da durabilidade através do estudo da degradação de prismas e de paredes sujeitas às condições climatéricas;

- Ensaio combinado de compressão-corte de paredes, representativo de carregamentos sísmicos.

Referencias Bibliográficas

Adam, E. A., & Agib, A. R. . (2001). Compressed Stabilised earth block: Manufacture in Sudan.

ASTMC618-08. "Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete." ASTM International.

ASTM D4943, 1995. Standard Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Wax Method. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM C1314-03b, 2003: Standard test method for compressive strength of masonry prisms, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA. Barbosa,

Braga, A., & Rocheta, V. (2008). A construção em terra e a sustentabilidade.

Correia, M. (2006). Universalidade e diversidade da arquitectura de terra, 12–19.

Cristelo, N, e Jalali, S. "Estabilização de solos com cal." Universidade do Minho, Guimarães: ISBN 978-989-95961-1-5, 2007

Doat, P., Hays, A., & Houben, H. (1991). Building With Earth.

Eires, R., Cardoso, C., & Camões, A. (2014). Argamassas de terra e cal reforçadas com fibras naturais, 317–325.

EN 772-1: 2000. Methods of test for masonry units—part 1: determination of compressive strength. European Standards.

EN 998-2: 2003. Specification for mortar for masonry - part 2: Masonry mortar. European Standards.

EN 1015-3:1999. Methods of test for mortar for masonry - Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table).

EN 1015-11, 1999. Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar.

EN 1052-1 (1999) Methods of test for masonry—part 1: determination of compressive strength. European Standards.

EN 1052-3 (2002) Methods of test for masonry—part 3: determination of initial shear strength. European Standards

NBR 8522: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. 2003.

Faria, H. (2012). Desenvolvimento de uma solução para a construção de taipa no Minho baseada na ativação alcalina.

Faria, P., Santos, T., & Silva, V. (2014). Earth-based mortars for masonry plastering, 1–12.

Gomes, M. I., Gonçalves, T. D., & Faria, P. (2012a). Análise experimental de argamassas de terra com cais e fibras naturais.

Gomes, M. I., Gonçalves, T. D., & Faria, P. (2012b). Evaluación de la influencia del contenido de agua en la trabajabilidad del mortero de tierra *, *25*, 258–277.

Gomes, R. J., & Folque, J. de B. (1953). LNEC - o uso de terra como material de construção.

Görhan, G., & Kürklü, G. (2013). The influence of the NaOH solution on the properties of the fly ash-based geopolymer mortar cured at different temperatures. *Composites Part B: Engineering*, *58*, 371–377. doi:10.1016/j.compositesb.2013.10.082.

Houben, H., Guillaud, H., 2008. Earth Construction: A comprehensive guide. Parenthése, Marseille. France.

Jalali, S., & Eires, R. (2008). Inovações científicas de construção em terra crua.

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1966. Solos. Análise granulométrica. Lisboa: LNEC, Especificação E 196-1966.

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1966. Solos. Ensaio de compactação. Lisboa: LNEC, Especificação E 197-1967.

Mobili, A., Bitetti, M., & Tittarelli, F. (2014). Comparison between cementitious and geopolymeric mortars with the same mechanical strength class, 1–12.

Mohamad, G., Lourenço, P. B., Camões, A., & Roman, H. R. (2007). Estudo de caracterização mecanica das argamassas de assentamento para alvenária estrutural.

Murta, A., Varum, H., Pinto, J., Bentes, I., Paiva, A., & Ramos, L. (2010). Benefícios económicos e ambientais inerentes ao uso de materiais estruturais naturais em habitações unifamiliares, 7–22.

NP83, 1965. Densidade das partículas. Norma portuguesa.

NP143, 1969. Limites de consistência. Norma portuguesa.

NZS (1998a). New Zealand Standard 4297:1998, Engineering design of earth buildings. Wellington: Standards New Zealand, Wellington.

NZS, 1998. New Zealand Standard 4298: 1998, Materials and workmanship for earth buildings: Standards New Zealand, Wellington.

NZS (1998c). New Zealand Standard 4299:1998. Earth buildings not requiring specific design. Wellington: Standards New Zealand, Wellington

Silva, R. (2013). Repair of Earth Constructions by Means of Grout Injection.

Silva, R., Oliveira, D., Miranda, T., Cristelo, N., Escobar, M., & Soares, E. (2013). Rammed earth construction with granitic residual soils: The case study of northern Portugal. *Construction and Building Materials*, *47*, 181–191.

Silva, R., Oliveira, D., Miranda, T., Esteves, P., Soares, E., & Cristelo, N. (2013). Mechanical behaviour of compressed earth blocks stabilised with industrial wastes.

Silva, R., Soares, E., Oliveira, D., Miranda, T., Cristelo, N., & Leitão, D. (2014). Mechanical characterization of dry-stack masonry made of CEBs stabilised with alkaline activation, 1–31.

Soares, E. (2013). Melhoria do solo residual granítico com recurso à activação alcalina de cinzas volantes.

Sturm, T., Ramos, L. F., & Lourenço, P. B. (2013). Characterization of dry-stack interlocking compressed earth blocks, 1–39.

Sturm, T., Ramos, L. F., & Lourenço, P. B. (2014). Characterization of dry-stack interlocking compressed earth blocks. *Materials and Structures*.

Sturm, T., Ramos, L., Lourenço, P., & Campos-Costa, A. (2014). Mechanical characterization of dry-stack interlocking compressed earth masonry, 1–12.

Standards Australia (2002). HB 195: The Australian earth building handbook. Sydney (Australia): Standards Australia.

Teixeira Pinto, A. (2002). Novos sistemas ligantes por ativação alcalina (geopolimerização).

Teixeira Pinto, A. (2006). *Introdução ao Estudo dos Geopolímeros*.

Torgal, F. P., Castro.Gomes, J. ., & Jalali, S. (n.d.). Contributos Para O Estudo Da Composição De Ligantes Obtidos Por Activação Alcalina De Lamas Residuais Das Minas Da Panasqueira.

Torgal, F. P., & Jalali, S. (2011). O renascimento da construção com alvenaria de terra.

Torgal, P., Eires, R., & Jalali, S. (2009). *Construção em terra*.

UNE 41410 (2008). Bloques de tierra comprimida para muros y tabiques. Definiciones, especificaciones y métodos de ensayo. Norma Espanhola.

[1] http://craterre.org/accueil:galerie-des-images/default/gallery/38/gallery_view/Gallery

[2] http://whc.unesco.org/en/list/

[3] http://tabiquenaamtqt.blogs.sapo.pt

[4] http://colecaotaipadepilao.yolasite.com/a-tecnica-da-taypa.php

[5] http://www.saomarcosdaserra.com/a-way-of-life.php

[6] http://inhabitat.com/kirribilli-house-regulates-temperature-with-a-rammed-earth-spine/kirribilli-house-luigi-rosselli-architects-5/

[7] http://thehistoryofeuropepodcast.blogspot.pt/2012/05/wattle-and-daub.html

[8] http://4.bp.blogspot.com/_u25pqBbVmGc/TMawmBmD2ZI/AAAAAAAABco/tS6YBGbdpA8/s1600/P1050153.JPG

[9] http://www.eartharchitecture.org/index.php?/plugin/tag/wattle+and+daub

[10] https://www.flickr.com/photos/pauljaquin/2387579727/sizes/l/in/photostream/

[11] http://www.cite-sciences.fr/francais/ala_cite/expositions/ma-terre-premiere/decouvrir/construire/adobe.php

[12] http://mha-net.org/docs/v8n2/wildac06e.htm

[13] http://www.ebaa.asn.au/events.html