Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Manuel Augusto Barbosa Carvalho

Desenvolvimento e validação de uma solução construtiva em BTC

Desenvolvimento e validação de uma solução construtiva em BTC
Manuel Augusto Barbosa Carvalho
UMinho | 2015

dezembro de 2015

Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Manuel Augusto Barbosa Carvalho

Desenvolvimento e validação de uma solução construtiva em BTC

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

Trabalho efectuado sob a orientação do
Professor Doutor Daniel V. Oliveira
Professor Doutor Tiago F. Miranda

dezembro de 2015

Agradecimentos

Em todos os percursos da vida, nenhum é percorrido sozinho. Foram várias as pessoas que tornaram possível a realização desta dissertação. Agradeço desde já a todas elas.

Ao professor Doutor Daniel Oliveira, orientador desta dissertação, pela boa orientação que me forneceu para o desenvolvimento deste trabalho, demonstrando interesse e disponibilidade em todos os momentos.

Ao professor Doutor Tiago Miranda, co-orientador desta dissertação, por todo o acompanhamento, conhecimento e apoio prestado.

Ao Doutor Rui Silva e Engenheiro Edgar Soares, pelo apoio prestado na elaboração de todo o trabalho, nomeadamente, na partilha de conhecimentos e discussão de problemas, disponíveis para ajudar sempre que necessário.

Aos técnicos de laboratório do Departamento de Engenharia Civil, pela disponibilização de tempo e disponibilidade para a realização deste trabalho, em especial, para os técnicos José Gonçalves, António Matos, César Gonçalves e Engenheiro Marco Jorge.

Agradeço à BloNorte pelo espaço disponibilizado para a algumas partes deste trabalho.

Aos meus amigos e colegas, que diretamente ou indiretamente me foram apoiando, incentivando e trocando ideias para levar este trabalho a bom porto, em especial à Margarida por toda a disponibilidade e ajuda.

Agradeço à minha família, nomeadamente aos meus pais e irmã, pela educação que me transmitiram e por terem sempre proporcionando um incentivo e motivação para a conclusão desta dissertação.

Um agradecimento muito especial à Sandra pelo carinho, apoio e paciência demonstrado durante todo o percurso.

Resumo

A construção em terra é uma técnica utilizada em todo o mundo e uma das formas de construção mais antigas. Este material apresenta diversas vantagens comparadamente com outros materiais existentes para a construção. Uma das técnicas mais desenvolvidas atualmente é a técnica de construção com blocos de terra compactada (BTC).

A utilização da construção em BTC é uma melhoria da técnica de adobe e consiste em compactar mecanicamente terra num molde para diminuir a sua porosidade e aumentar a resistência mecânica, originando um bloco. Uma das principais desvantagens é a diminuta adequabilidade dos solos disponíveis localmente. No caso de solos residuais graníticos da região do Minho, a sua adequabilidade é quase inexistente, sendo preciso efetuar a estabilização química do solo, sendo o mais usual a adição de cimento e cal. Assim neste trabalho foi importante caracterizar o solo para posteriormente estabiliza-lo e produzir BTC.

De forma a dar continuidade a trabalhos realizados anteriormente e trabalhos realizados em simultâneo com este, realizou-se uma caracterização mecânica dos BTC. Seguidamente foram ensaiados prismas e paredes de alvenaria à compressão uniaxial para avaliar a influência de argamassa presente nas juntas horizontais. Paralelamente com estes ensaios, foram realizados ensaios à compressão em paredes de alvenaria em BTC com dois tipos de reforços distintos e separadamente que se podem aplicar neste tipo de construção, de modo a avaliar o seu efeito.

Palavras-chave: construção em terra, bloco de terra compactada, BTC, solo residual granítico, compressão uniaxial, reforço.

Abstract

Earth construction is a technique used worldwide and one of the oldest construction forms. This material has several advantages when compared with other existing construction materials. One of the most developed technique currently is the use of compressed earth blocks (CEB).

The use of CEB is an improvement of the ancient adobe technique and consists in mechanically compacting soil inside a mould to reduce its porosity and improve the mechanical strength, resulting into an earth block. A major disadvantage is the diminished suitability of locally available soils. In the case of residual granitic soils of the Minho region, its suitability is almost non-existent, making necessary the use of some sort of chemical soil stabilization, being the most usual the addition of cement and lime. Thus this work it became important to characterize the soil to further stabilize it and produce CEBs.

In order to further develop the work carried out previously and to consider the work carried out simultaneously by others with this research work, a deep mechanical characterization of CEBs was carried out. Afterwards, the blocks were tested together with masonry walls under uniaxial compression to evaluate the influence of the horizontal mortar joints. In parallel with these tests, compression tests were performed on masonry wallets considering two different types of strengthening techniques that can be applied in this type of construction, in order to evaluate its effect.

Keywords: earth construction, compressed earth blocks, CEB, residual granitic soil, uniaxial compression strengthening.

Índice

Agradecimentos iii

Resumo v

Abstract vii

Índice ix

Índice de figuras xv

Índice de tabelas xix

1 Introdução 1

1.1 Introdução 1

1.2 Objetivos e metodologia do trabalho 1

1.3 Organização do documento 3

2 Construção em terra 5

2.1 Introdução 5

2.2 Enquadramento histórico e localização geográfica 5

2.3 Vantagens 7

2.4 Desvantagens 8

2.5 Tipologias de construção em terra 8

2.5.1 Construção em taipa 9

2.5.2 Construção em tabique 10

2.5.3 Blocos de adobe 11

2.6 Blocos de terra compactada (BTC) 11

2.6.1 Vantagens 13
2.6.2 Desvantagens 13
2.6.3 Adequabilidade de solos 13
2.6.4 Estabilização de solos 14
2.7 Estudos realizados na Universidade do Minho 15
2.7.1 BTC estabilizados com cimento 15
2.7.2 BTC estabilizados com resíduos industriais 16
2.7.3 BTC estabilizados alcalinamente 17
2.8 Considerações finais 19
3 Caracterização dos componentes e fabrico dos BTC 21
3.1 Introdução 21
3.2 Materiais utilizados para produção de BTC 21
3.2.1 Solo 21
3.2.1.1 Determinação da curva granulométrica 22
3.2.1.2 Determinação dos limites de liquidez e de plasticidade 24
3.2.1.3 Ensaio de equivalente de areia 24
3.2.1.4 Ensaio de azul-metileno 25
3.2.1.5 Ensaio de Proctor (leve e pesado) 26
3.2.2 Correção do solo 28
3.3 Blocos de terra compactada (BTC) 28
3.3.1 Produção de BTC 29

3.3.2 Ensaio de compressão de BTC 32
3.4 Argamassas de terra para componentes construtivas em BTC 33
3.5 Reforços para componentes construtivas em BTC 34
3.5.1 Redes 34
3.5.2 Armadura embebida em argamassa 35
3.6 Considerações finais 37
4 Estudo de otimização do material 39
4.1 Introdução 39
4.2 Ensaios de compactação 40
4.2.1 Procedimento de ensaio 40
4.2.1.1 Resultados obtidos 41
4.3 Ensaios em cilindros 42
4.3.1 Construção dos cilindros 42
4.3.2 Resistência à compressão 44
4.3.2.1 Sistema e procedimento de ensaio 44
4.3.2.2 Resultados obtidos 45
4.3.3 Módulo de elasticidade 47
4.3.3.1 Sistema e procedimento de ensaio 47
4.3.3.2 Resultados obtidos 48
4.3.4 Resistência à tração indireta 50
4.3.4.1 Sistema e procedimento de ensaio 50

4.3.4.2 Resultados obtidos 51
4.4 Discussão de resultados 53
5 Caraterização de elementos estruturais 55
5.1 Introdução 55
5.2 Construção e ensaio de prismas em BTC 56
5.2.1 Processo de construção 56
5.2.2 Sistema e procedimento de ensaio 58
5.2.3 Resultados obtidos 60
5.2.3.1 Prismas de junta seca 60
5.2.3.2 Prismas de junta argamassada 63
5.2.3.3 Análise comparativa 66
5.3 Construção e ensaio de paredes em BTC 66
5.3.1 Processo de construção 67
5.3.2 Sistema e procedimento de ensaio 71
5.3.3 Resultados obtidos 73
5.3.3.1 Paredes sem reforço 74
5.3.3.2 Paredes de junta seca com reforço 78
5.3.3.3 Paredes de junta argamassada com reforço 81
5.3.3.4 Análise comparativa 85
5.4 Ensaio à compressão diagonal de paredes em BTC 86
5.5 Considerações finais 88

6 Considerações finais e Desenvolvimentos futuros 89

6.1 Considerações Finais 89

6.2 Desenvolvimentos futuros 90

Referências Bibliográficas 92

Índice de figuras

Figura 2.1: Construção em terra pelo mundo (Aurovile Earth Institute, 2014).....6

Figura 2.2: Exemplos de construção em terra: (a) Palácio de Potala [1]; (b) troço da Grande Muralha da China; (c) cidade de Shibem, Iémen [2]; hotel rural em Granada [3].....6

Figura 2.3: Localização das principais técnicas de construção em terra em Portugal continental (Fernandes, M. & Correia, 2005). 7

Figura 2.4: Diferentes métodos de compactação na construção em taipa (Minke, 2011).....9

Figura2.5: Construção em taipa: (a) casa de taipa (Macedo, 2008); (b) casa em Luanda (Manuel et al., 2012).....10

Figura 2.6: Habitações antigas com construção em tabique (Carvalho, 2009). 10

Figura 2.7: Blocos em adobe em secagem [4].....11

Figura 2.8: Máquinas de produção de BTC: (a) máquina CINVA ram [5]; (b) prensa Terstaram da Universidade do Minho. 12

Figura 2.9: Famílias de BTC (Rigassi, 1985): (a) blocos sólidos; (b) blocos ocos; (c) blocos perfurados; (d) blocos interligados.....13

Figura 3.1: Realização do ensaio de granulometria com sedimentação. 22

Figura 3.2: Gráfico da curva granulométrica com o processo de sedimentação. 23

Figura 3.3: Gráfico do limite de liquidez. 24

Figura 3.4: Ensaio de azul metileno. 25

Figura 3.5: Sistema de compactção: (a) Proctor leve; (b) Proctor pesado. 26

Figura 3.6: Gráfico do ensaio de Proctor.....27

Figura 3.7: Produção de BTC: (a) prensa; (b) geometria dos BTC.....29

Figura 3.8: Espaço de produção. 30

Figura 3.9: Peneiro com malha de 9 mm. 30

Figura 3.10: Empilhamento em paletes de madeira. 31

Figura 3.11: Sistema de ensaio. 32

Figura 3.12: Rede Cintaflex preta. 34

Figura 3.13: Direções ensaiadas: (a) direção transversal; (b) direção longitudinal; (c) direção diagonal. 35

Figura 3.14: Ensaio de arrancamento. 36

Figura 4.1: Ensaio de Proctor: (a) mistura do material; (b) aplicação das 25 pancadas; (c) pesagem de uma pequena porção. 41

Figura 4.2: Moldes para a construção de cilindros. 43

Figura 4.3: Preparação da mistura: (a) pesagem do solo; (b) mistura seca; (c) adição de água. 43

Figura 4.4: Construção de cilindros: (a) compsctação com o martelo; (b) molde com a mistura; (c) cilndros com pelicula aderente. 44

Figura 4.5: Realização do ensaio de compressão de cilindros. 45

Figura 4.6: Gráfico de tensões máximas. 46

Figura 4.7: Esquema de carregamento para determinação do módulo de elasticidade (Oliveira, 2014). 47

Figura 4.8: Sistema de ensaio: (a) disposição dos LVDT's; (b) suporte para os LVDT's. 48

Figura 4.9: Realzação do ensaio de módulo de elasticidade. 48

Figura 4.10: Gráfico de módulo de elasticidade 49

Figura 4.11: Esquema do ensaio. 50

Figura 4.12: Realização do ensaio de tração indireta: (a) preparação do ensaio; (b) centralização do provete. 51

Figura 4.13: Gráfico de resistência à tração indireta 52

Figura 5.1: Construção de prismas. 57

Figura 5.2: Prismas pintados. 58

Figura 5.3: Esquema de ensaio (Sturm et al., 2014). 58

Figura 5.4: Sistema de ensaio de prismas montado. 59

Figura 5.5: Modos de rotura dos prismas de junta seca: (a) prismas antes do ensaio; (b) prisma nº 1; (c) prisma nº 2; (c) prisma nº 3. 61

Figura 5.6: Gráficos de tensões/extensões para os prismas de junta seca: extensão medida pelo atuador; extensão medida pelos LVDT's. 63

Figura 5.7: Modos de rotura dos prismas de junta argamassada: (a) prisma nº 1; (b) prisma nº 2; (c) prisma nº 3. 64

Figura 5.8: Gráficos de tensões/extensões para os prismas de junta argamassada: extensão medida pelo atuador; extensão medida pelos LVDT's. 65

Figura 5.9: Construção de vigas de suporte. 67

Figura 5.10: Construção de paredes. 69

Figura 5.11: Aplicação de reforço de varão embebido em argamassa. 69

Figura 5.12: Aplicação do reforço de reboco aramado. 70

Figura 5.13: Pintura das paredes. 70

Figura 5.14: Colocação da argamassa de presa rápida. 71

Figura 5.15: Colocação do perfil metálico e da rótula 72

Figura 5.16: Sistema de ensaio das paredes montado. 73

Figura 5.17: Modos de rotura das paredes de junta seca sem reforço: (a) prisma nº 1; (b) prisma nº 2; (c) prisma nº 3; (d) lateral. 75

Figura 5.18: Modos de rotura das paredes de junta argamassada sem reforço: (a) prisma nº 1; (b) prisma nº 2; (c) prisma nº 3; (d) face lateral. 76

Figura 5.19: Gráficos de tensões/extensões para as paredes de junta seca sem reforço: extensão medida pelo atuador; extensão medida pelos LVDT's 77

Figura 5.20: Gráficos de tensões/extensões para as paredes de junta argamassada sem reforço: extensão medida pelo atuador; extensão medida pelos LVDT's. 77

Figura 5.21: Modos de rotura das paredes de junta seca com reforço de varão: (a) parede nº 1; (b) parede nº 2; (c) da parede nº 3; (d) interior da parede. 78

Figura 5.22: Modos de rotura das paredes de junta seca com reforço de reboco: (a) parede nº 1; (b) parede nº 2; (c) parede nº 3; (d) face lateral 79

Figura 5.23: Gráficos de tensões/extensões para as paredes de junta seca com reforço de varão: extensão medida pelo atuador; extensão medida pelos LVDT's. 81

Figura 5.24: Gráficos de tensões/extensões para as paredes de junta seca com reforço de reboco: extensão medida pelo atuador. 81

Figura 5.25: Modos de rotura das paredes de junta argamassada com reforço de varão: (a) parede nº 1; (b) parede nº 2; (c) da parede nº 3; (d) interior da parede. 82

Figura 5.26: Modos de rotura das paredes de junta argamassada com reforço de reboco: (a) parede nº 1; (b) parede nº 2; (c) parede nº 3; (d) face lateral. 83

Figura 5.27: Gráficos de tensões/extensões para as paredes de junta argamassada com reforço de varão: extensão medida pelo atuador; extensão medida pelos LVDT's. 85

Figura 5.28: Gráficos de tensões/extensões para as paredes de junta argamassada com reforço de reboco: extensão medida pelo atuador 85

Índice de tabelas

Tabela 2.1: Técnicas de construção em terra (Houben e Guillaud, 2008).....9

Tabela 2.2: Resultados obtidos por Sturm et al. (2014). 16

Tabela 2.3: Resultados obtidos por Silva et al. (2014).....17

Tabela 2.4: Resultados obtidos por Silva et al. (2014).....17

Tabela 2.5: Resultados obtidos por Oliveira (2014).....18

Tabela 3.1: Percentagens da curva granulométrica. 23

Tabela 3.2: Resultados obtidos para o ensaio de Proctor. 27

Tabela 3.3: Dimensões dos BTC. 29

Tabela 3.4: Resistência à compressão de BTC's. 32

Tabela 3.5: Características das argamassas de terra desenvolvidas Ribeiro (2015).....33

Tabela 3.6: Resultados da resistência à tração (Ribeiro, 2015).....36

Tabela 3.7: Resultados da resistência de arrancamaneto por Ribeiro (2015).....37

Tabela 4.1: Resultado da baridade seca e do teor ótimo para cada mistura de material. 42

Tabela 4.2: Resistências médias à compressão e coeficientes de variação. 45

Tabela 4.3: Resultados dos módulos de elasticidade e dos coeficientes de variação.....49

Tabela 4.4: Resultados das resistências à tração indireta e dos coeficientes de variação. 52

Tabela 5.1: Resistência à compressão e módulo de elasticidade de prismas de junta seca.....62

Tabela 5.2: Resistência à compressão e módulo de elasticidade de prismas de junta argamassada.....65

Tabela 5.3: Resistência à compressão e módulo de elasticidade de paredes sem reforço.....76

Tabela 5.4: Resistência à compressão e módulo de elasticidade de paredes de junta seca com reforço. 80

Tabela 5.5: Resistência à compressão e módulo de elasticidade de paredes de junta argamassada com reforço. 84

Tabela 5.6: Resistência à compressão diagonal e módulo de elasticidade de paredes de alvenaria por Ribeiro (2015). 87

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 Introdução

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 memória de pobreza económica.

As técnicas de 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 (Oliveira, 2014).

1.2 Objetivos e metodologia do trabalho

Este trabalho pretende dar continuidade aos trabalhos que têm vindo a ser desenvolvidos na Universidade do Minho, em particular pretende melhorar a técnica de alvenaria em BTC em componentes estruturais. Assim, pretende-se melhorar o solo residual granítico escolhido, otimizando-o para a produção de BTC para posteriormente serem construídos prismas e paredes com diferentes componentes aplicadas, de forma a avaliar qual a melhor solução a adotar. Os objetivos podem ser inumerados pela seguinte sequência:

- Avaliar a adequabilidade do solo residual granítico da região do Minho para a construção de alvenaria em BTC;

- Otimizar a mistura utilizada para a construção em alvenaria em BTC com o solo residual;
- Avaliar o comportamento e a influência de argamassa de junta em alvenarias estruturais de BTC quando sujeitas a esforços de compressão;
- Avaliar o comportamento e a influência de reforço com varão embebido verticalmente em argamassa em alvenarias estruturais de BTC quando sujeitas a esforços de compressão;
- Avaliar o comportamento e a influência de reboco armado em alvenarias estruturais de BTC quando sujeitas a esforços de compressão;

Para este trabalho foi realizada uma pesquisa bibliográfica sobre a construção em terra, a construção de alvenaria em BTC e os estudos já realizados com esta técnica. Assim, foi possível obter uma noção do que se ia avaliar e desenvolver. Este trabalho é maioritariamente de carácter experimental, pois essencialmente gera conhecimento com a aplicação prática e experimental. Os objetivos só foram concretizados com auxílio a métodos e recursos laboratoriais.

O desenvolvimento deste trabalho iniciou-se com a caracterização e análise da adequabilidade do solo para construção em BTC. Depois do solo analisado e estabilizado, passou-se para a produção de BTC. Aquando do tempo de cura dos blocos, foram escolhidas e desenvolvidas duas argamassas em terra para assentamento e preenchimento da alvenaria e também foram escolhidos dois reforços a aplicar na alvenaria.

Foram construídos cilindros de solo compactados para avaliação da resistência à compressão uniaxial, à tração indireta e do módulo de elasticidade. Estes cilindros foram construídos para 15 misturas diferentes sendo 10 cilindros por mistura, de forma a poder-se comparar e avaliar qual a melhor mistura a adotar para a produção de BTC.

Após concluído o tempo de cura dos BTC foram construídas 3 prismas de junta seca e 3 prismas de junta argamassada para estudar a influência da argamassa nas juntas horizontais. Esta influência foi avaliada mediante ensaios à compressão uniaxial, tendo-se usado 3 provetes para posteriormente se efetuar a média de resultados entre eles.

Adicionalmente foram construídas 18 paredes, 9 com junta seca e 9 com junta argamassada. Estas paredes foram diferenciadas em 2 conjuntos, um conjunto sem reforço, que tem como principal objetivo estudar a influência da argamassa constituído por 3 paredes de junta seca e 3 paredes de junta argamassada; o segundo conjunto com 3 paredes de junta seca com reforço de varão embebido em argamassa, 3 de junta seca com reboco, 3 paredes de junta argamassada com reforço de varão embebido em argamassa e 3 de junta argamassada com reboco, que permite avaliar a influência de cada tipo de reforço e compará-los.

Numa fase final, foram analisados todos os resultados obtidos nos ensaios e foi possível aprofundar os conhecimentos e as competências para este tipo de solução construtiva. Todo este trabalho foi complementado e complementou o trabalho realizado por Ribeiro (Ribeiro, 2015), uma vez que foi utilizado o mesmo solo residual e a mesma produção de BTC estudado nesta dissertação.

1.3 Organização do documento

Este documento encontra-se dividido em 6 capítulos, descrevendo-se seguidamente o conteúdo de cada um. O capítulo 1 apresenta uma introdução ao tema, dando enfoque aos objetivos a atingir e à metodologia a seguir para tal.

O capítulo 2 é essencialmente uma revisão bibliográfica sobre a construção em terra. Compreende a distribuição histórica e geográfica mundial deste tipo de construção e a distribuição geográfica em Portugal. Menciona-se as principais vantagens e desvantagens da construção em terra, bem como, as técnicas que se podem utilizar. O foco principal deste capítulo direciona-se para a técnica de construção em alvenaria de BTC, uma vez que é o principal estudo deste trabalho. É abordado, seguidamente, a adequabilidade dos solos, nomeadamente, os principais ensaios explícitos e laboratoriais. Por fim, elabora-se uma análise de alguns trabalhos desenvolvidos anteriormente na Universidade do Minho relativamente à construção em alvenaria em BTC.

No capítulo 3 é efetuada uma caracterização dos componentes a utilizar para a construção de alvenaria em BTC. Primeiramente são realizados ensaios laboratoriais para caracterizar o solo utilizado neste estudo. Após se analisar os resultados dos ensaios, é feita uma estabilização do solo. Neste capítulo aborda-se também a produção de BTC de acordo com a estabilização

utilizada e posteriormente são efetuados ensaios à compressão uniaxial aos mesmos. Por último é feita uma breve descrição das argamassas e dos reforços utilizados para as componentes construtivas em BTC utilizadas nos próximos capítulos.

O capítulo 4 trata da análise da otimização dos materiais para a mistura de produção de BTC. São feitas várias misturas com variação percentual de caulino e/ou cimento para posteriormente serem produzidos cilindros compactados para cada mistura. Com estes cilindros são efetuados ensaios à compressão uniaxial, à tração indireta e de avaliação do módulo de elasticidade. Com a análise destes ensaios foi possível concluir sobre a otimização da mistura do material.

No capítulo 5 é apresentada a caracterização do comportamento da alvenaria em BTC em componentes estruturais com ensaios à compressão uniaxial. Neste capítulo são construídos prismas para estudar a influência da existência de argamassa nas juntas horizontais e são igualmente construídas paredes de alvenaria em BTC para estudar a influência de juntas argamassadas e também da influência de 2 tipos de reforços aplicados separadamente.

Por fim, no capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões retiradas com a elaboração deste trabalho, permitindo dessa forma avaliar a capacidade e potencialidade da alvenaria em BTC. São ainda apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros a desenvolver sobre esta temática.

CAPÍTULO 2

CONSTRUÇÃO EM TERRA

2.1 Introdução

A construção é uma das atividades humanas que maior impacto produz no meio ambiente. De forma a reduzir este impacto e a diminuir a poluição decorrente, há a necessidade de realizar uma construção com baixo impacto ambiental.

A construção em terra é dos tipos de construção que apresenta um mais baixo impacto ambiental, pois tem uma menor energia associada. A terra é um material ecológico, abundante, acessível, económico e reutilizável (Braga e Rocheta, 2008). Estima-se que seja usado há cerca de 10000 anos tendo aparecido de uma forma natural através da necessidade do Ser Humano se proteger e abrigar (Torga et al., 2009).

Segundo Rocha (2005), "a utilização da terra na construção é uma realidade cuja origem se confunde com a do próprio Homem. O ato de construir é inerente à condição humana, primeiro como resposta às necessidades básicas de proteção e abrigo, e só depois como expressão de cultura".

2.2 Enquadramento histórico e localização geográfica

A terra é certamente um dos materiais mais antigos do mundo para a construção e está presente em diversificadas regiões, existem várias cidades que surgiram da construção em terra, como por exemplo, Jericó (Israel), Duheros (Espanha), Çatal Huyuk (Turquia), Harappa (Paquistão), (Lactoure et al., 2007).

Na figura 2.1 pode-se verificar as regiões do mundo em que a terra é utilizada como técnica de construção. Segundo o Aurovile Earth institute (2014), atualmente mais de 40% da humanidade reside em construções feitas em terra, sendo que os países em desenvolvimento representam

mais do que metade. Outros autores indicam valores próximos de 25% da população mundial, o que talvez seja mais realista.

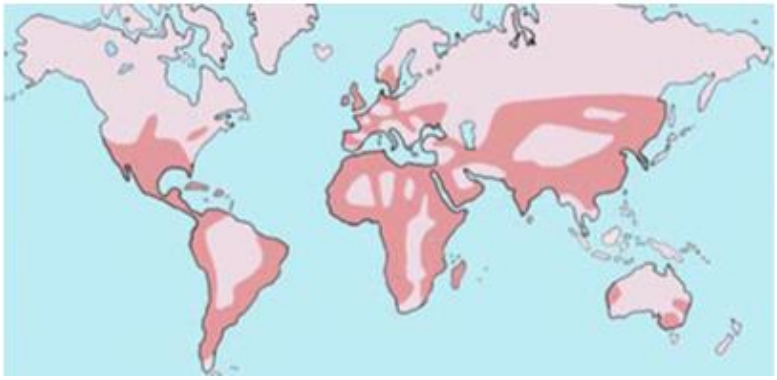


Figura 2.1: Construção em terra pelo mundo (Aurovile Earthh Institute, 2014).

Existem diversos monumentos e cidades atualmente construídas em terra, e algumas de grande envergadura como por exemplo, o palácio de Potala (China), um troço da Grande Muralha (China), a cidade de Shibem (Iémen), habitações em Granada (Espanha), etc.



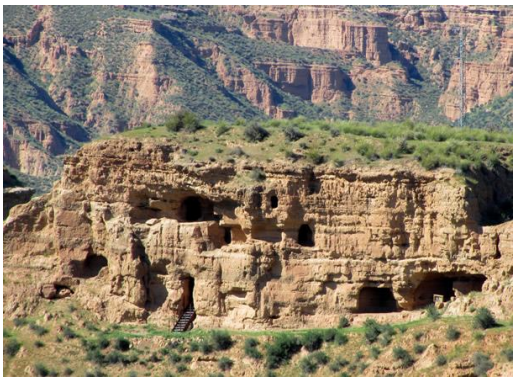
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2.2: Exemplos de construção em terra: (a) Palácio de Potala [1]; (b) troço da Grande Muralha; (c) cidade de Shibem, Iémen [3]; (d) hotel em Granada [4].

Em Portugal também existe construção em terra, com diferentes técnicas de utilização. Na zona sul do país, mais propriamente no Algarve e Alentejo, a técnica de construção em taipa é a mais usual, na zona central o adobe é mais empregue e na zona do Alto Douro e Trás-os-Montes o tabique é a técnica mais utilizada para a construção em terra. Na região do Minho a construção em terra é quase inexistente, como se pode verificar na Figura 2.3 (Oliveira, 2014).

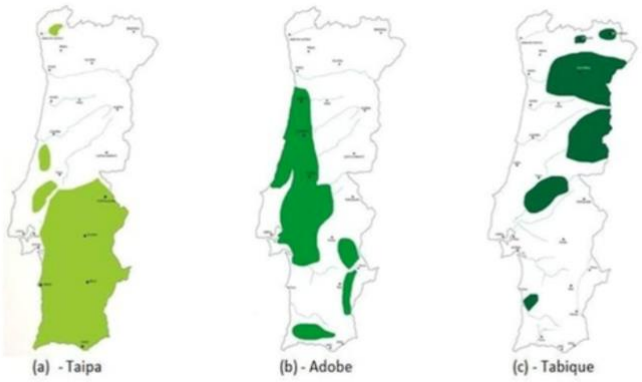


Figura 2.3: Localização das principais técnicas de construção em terra em Portugal continental (Fernandes, M. & Correia, 2005).

2.3 Vantagens

A terra, como material de construção, apresenta diversas vantagens a nível económico, energético, ecológico, político, social e cultural (Adam e Agib, 2001). As principais vantagens da construção em terra são:

- Reduzido custo de construção, pois é um material utilizado no local, não necessita de transporte e é existente em quase todos os locais;
- Não provoca poluição quando comparada com outros materiais, uma vez que é um material utilizado no seu estado natural e é totalmente reutilizável;
- Boa eficiência energética, pois armazena eficazmente o calor através de ganhos solares;
- Bom comportamento acústico devido à elevada massa das paredes;
- Não requer mão-de-obra especializada, pois a sua construção é simples e não exige ferramentas complexas e de alto valor.

2.4 Desvantagens

Como qualquer material de construção, também apresenta as suas desvantagens, sendo as principais:

- Reduzida durabilidade quando em contato com a água, sendo necessário a manutenção frequente;
- Por vezes o solo local não é adequado para a construção, podendo necessitar ser estabilizado;
- Baixa resistência à tração e à flexão quando comparado com outros materiais de construção, o que pode limitar a construção em altura de edifícios;
- Elevada retração, devido à perda de água por secagem, resultando em fendilhação e diminuição das propriedades mecânicas;
- Baixa aceitabilidade pela sociedade, uma vez que é considerado um material de classe inferior;
- Falta de regulamentação adequada para a construção.

2.5 Tipologias de construção em terra

Existem várias técnicas de contruir em terra, sendo que na generalidade os constituintes fundamentais são a terra e a água. Dependendo da técnica utilizada e das características do solo utilizado pode-se adicionar outros componentes de forma a melhorar a construção em terra. As diferentes técnicas tendem a ajustar-se ao clima, à economia e à cultura de cada região (Silva et al., 2014).

Houben e Guillaud (2008) identificaram 18 técnicas de construção em terra diferentes que podem ser divididos em 3 grandes grupos, como se pode verificar na Tabela 2.1. Entre todas as técnicas apresentadas anteriormente, as mais usuais em Portugal são: a taipa, o tabique, o adobe e os blocos de terra compactada.

Tabela 2.1: Técnicas de construção em terra (Houben e Guillaud, 2008).

Estrutura monolítica	Estrutura em alvenaria	Estrutura de suporte com enchimento de terra
1- Terra escavada	6- Blocos apiloados	14- Terra de recobrimento
2- Terra plástica	7- Blocos compactados	15- Terra sobre engradado
3- Terra empilhada	8- Blocos cortados	16- Terra palhada
4- Terra moldada	9- Torrões de terra	17- Terra de enchimento
5- Taipa	10- Adobe mecânico	18- Terra de cobertura
	11- Adobe manual	
	12- Adobe moldado	
	13- Terra extrudida	

2.5.1 Construção em taipa

A construção em taipa é a técnica mais conhecida e utilizada em Portugal. Esta técnica permite a construção de paredes sendo realizadas *in situ*. Consiste na compactação de terra devidamente humedecida dentro de uma cofragem de madeira (taipal). A terra é colocada no interior da cofragem em camadas entre 10 a 20 cm. Para compactar as camadas pode-se recorrer a diversas ferramentas, pode ser realizada manualmente com o recurso de um pilão ou com recurso a equipamentos mecânicos, como o compactador elétrico ou o compactador pneumático, como se pode ver na Figura 2.4. A compactação é efetuada até atingir a altura pretendida sendo depois retirada a cofragem, concluindo-se a construção das paredes.

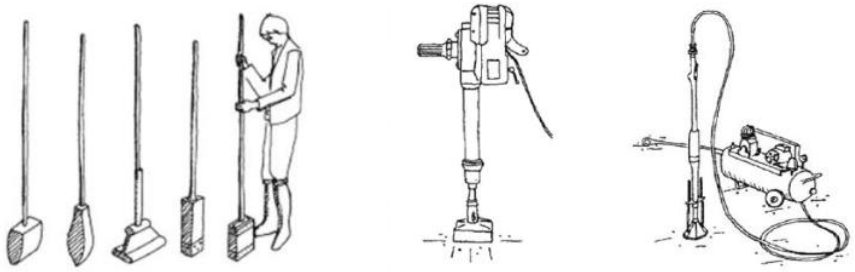


Figura 2.4: Diferentes métodos de compactação em taipa (Minke, 2011).

A taipa é propícia para climas quentes e secos, com pouca precipitação. É uma técnica de fácil execução e apresenta uma textura lisa, sendo fácil a adaptação à paisagem. No entanto, apresenta alguns inconvenientes, uma fraca estabilidade lateral e pouca resistência à água. Foi uma técnica muito utilizada no passado, mas também é muito utilizada na arquitetura moderna, como se pode ver na Figura 2.5.



(a) (b)

Figura 2.5: Construção em taipa: (a) casa de taipa (Macedo, 2008); (b) casa em Luanda, (Manuel et al., 2012).

2.5.2 Construção em tabique

A construção em tabique é uma das técnicas de construção em terra mais antigas (Hoben e Guillaud, 2008). O tabique consiste numa combinação de terra com uma estrutura de suporte, geralmente em madeira. O processo construtivo é misto, pois a madeira tem a capacidade de suporte e a terra como revestimento. Usualmente é adicionada à terra, palha ou sáculos de espigas. Normalmente esta técnica é elaborada para a construção de paredes interiores e tetos.

As construções em tabique possuem geralmente um piso térreo em alvenaria de pedra e os restantes pisos é que são construídos em tabique, uma vez que possuem um baixo peso (Carvalho, 2009). Na Figura 2.6 são apresentados exemplos de construção em tabique.



Figura 2.6: Habitações antigas com construção em tabique (Carvalho, 2009).

2.5.3 Blocos de adobe

Os adobes consistem na construção de blocos de terra secos ao sol, produzidos com terra e água e muitas vezes é adicionado palha, cal e estrume, de forma a reduzir a retração e a fendilhação (Houben e Guillaud, 2008).

A produção de adobes passa por moldar a mistura com as mãos ou em moldes de madeira, podendo apresentar variadas formas, como retangulares de formato simples ou de encaixe de modo a permitir o travamento em alvenaria. Depois de secos podem ser utilizados para a construção de paredes, arcos ou abóbadas. O assentamento dos adobes é realizado com uma argamassa em terra a fim de obter o mesmo comportamento na continuidades dos elementos.

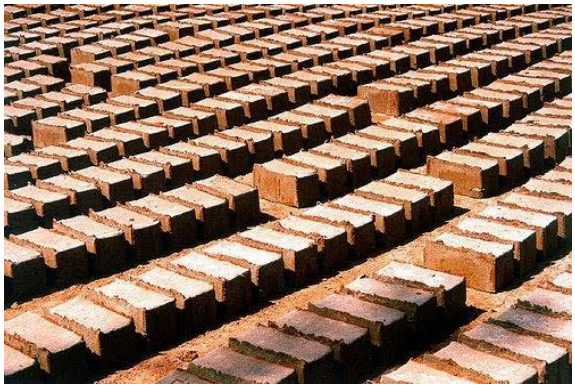


Figura 2.7: Blocos de adobe em secagem [4].

2.6 Blocos de terra compactada (BTC)

Os blocos de terra compactada são uma evolução dos blocos de adobe, sendo que em vez de serem regularizados manualmente passam a ser regularizados por meios mecânicos, através da compactação de terra em moldes (Oliveira, 2014). As primeiras aplicações de BTC surgiram no Século XIX na Europa. Os blocos eram compactados com os pés, utilizando moldes de madeira onde era colocada a terra húmida. Em 1950 surgiu na Colômbia a primeira máquina de produção em BTC, denominada de CINVA ram (Houben e Guilland, 2008).

Atualmente, esta técnica é a mais utilizada para a construção em terra. Com o avanço da tecnologia é possível produzir BTC com maior controlo de qualidade, maior eficiência na eliminação de vazios e na diminuição da porosidade do solo, aumentando a resistência mecânica e tornando-os visualmente similares a blocos de cimento.

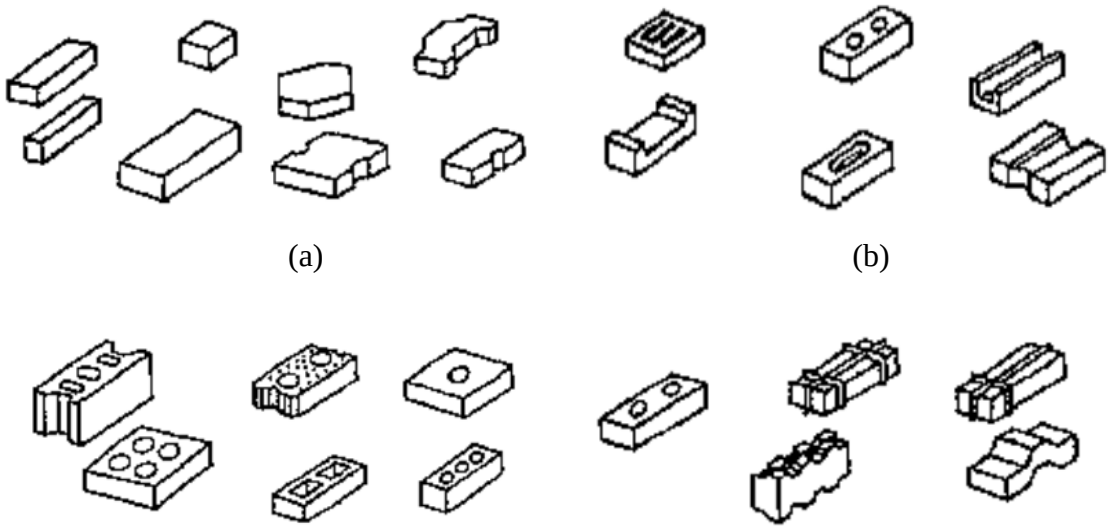
Os blocos são utilizados para alvenaria e podem ser utilizados como estrutura principal ou servir de enchimento de uma outra estrutura de madeira ou de betão armado. Como os BTC são moldados, pode-se obter a forma que se quer, podem-se criar formas de encaixe e reduzir ou até eliminar a existência de argamassa nas juntas (Torgal e Jalali, 2011) e (Oliveira, 2014).



(a) (b)

Figura 2.8: Máquinas de produção de BTC: (a) máquina CINVA ram [5]; (b) prensa Terstaram da Universidade do Minho.

Atualmente existem máquinas capazes de produzir vários BTC ao mesmo tempo e até de formas variadas. De acordo com Rigasssi (1985), os BTC's podem classificar-se em 4 famílias diferentes: os blocos sólidos, os blocos ocos, os blocos perfurados e os blocos interligados.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 2.9: Famílias de BTC (Rigassi, 1985): (a) blocos sólidos; (b) blocos ocos; (c) blocos perfurados; (d) blocos interligados.

2.6.1 Vantagens

Para além das vantagens associadas à construção em terra, os BTC também apresentam as seguintes vantagens:

- Baixo custo de produção, uma vez que a existente de terra é abundante e está presente em quase todo mundo;
- A terra necessária para a produção pode ser extraída no local, não sendo utilizado custos de transporte;
- As máquinas de produção são de fácil aprendizagem, não sendo necessária mão-de-obra especializada;
- Controlo de qualidade na produção e da regularização, permitindo produzir diversas formas de acordo com a finalidade.

2.6.2 Desvantagens

Porém, os BTC também apresentam algumas desvantagens, nomeadamente:

- Necessidade de caracterização do solo antes da produção dos blocos;
- Impossibilidade de construir grandes vãos e grandes alturas, devido à baixa resistência à flexão;
- Desempenho mecânico baixo comparativamente com blocos produzidos de outros materiais;
- Falta de regulamentação para a construção em BTC;

2.6.3 Adequabilidade de solos

Antes de utilizar um solo para a construção em BTC é necessário verificar se o solo é adequado ou não. Então é necessário estudar as propriedades e características do solo e o seu comportamento mecânico. Para estudar as propriedades e características do solo podem-se fazer ensaios expeditos ou ensaios laboratoriais.

Os ensaios expeditos são ensaios realizados no local, de fácil execução, mas de pouco rigor, podendo-se retirar conclusões genéricas sobre a qualidade do solo. Os principais ensaios a destacar são: inspeção visual, teste do tato, teste do brilho, ensaio de sedimentação, ensaio de charuto, ensaio de bola e ensaio de resistência seca.

Quanto aos ensaios laboratoriais, estes são ensaios bastante mais rigorosos e confiáveis, mas necessitam de equipamento específico e seguem normas. Os principais ensaios laboratoriais são: análise granulométrica, limites de consistência, ensaio de Proctor ou de compactação, ensaio de azul metileno e ensaio de equivalente de areia.

Para estudar o comportamento mecânico de um solo é necessário fazer ensaios mecânicos estruturais em laboratório. Estes ensaios podem ser realizados em BTC individuais, em prismas ou em paredes em BTC, mas também podem ser realizados em cilindros ou em pequenos prismas da mistura utilizada para a produção de BTC. Os principais ensaios a realizar são ensaios de compressão uniaxial, de compressão diagonal, de tração indireta e de flexão.

Muitas vezes, quando as propriedades do solo para a construção do solo não são as mais adequadas, é necessário estabilizar o solo para o melhoramento do seu comportamento mecânico e físico.

2.6.4 Estabilização de solos

Como por vezes o solo não é o mais adequado para o fabrico de BTC devido às características que apresenta, é necessário tomar medidas de forma a obter uma solução, podendo optar-se por 3 caminhos: à aceitação do solo ajustando o projeto de acordo com as limitações, remover o solo e substituí-lo por outro com melhores características ou alterar as propriedades do solo com o objetivo de criar um solo adequado. Este último caminho é o mais usual e denomina-se por estabilização do solo (Charles, 2002).

A estabilização de um solo implica alterar as suas propriedades, que podem ser de ordem física, química e biológica. No entanto, não é recomendável adotar sempre o mesmo método de estabilização para todos os solos, uma vez que cada solo apresenta as suas características, ou seja, é importante conhecer muito bem cada tipo de solo antes da estabilização (Houben e Guillaud, 2008).

Os produtos mais utilizados para a estabilização química do solo são o cimento e cal. A adição de cimento a um solo melhora significativamente a resistência e a estabilidade em relação à variação do teor em água dos solos, nomeadamente solos granulares, solos siltosos e solos com argilas pouco plásticas, não sendo adequada em solos com muita matéria orgânica. Contudo, a

produção de cimento, acarreta um consumo energético significativo e um é um forte promotor de poluição. Devido a este problema tem sido realizados estudos de forma a introduzir novos ligantes, tais como cinzas volantes ou caulino.

A estabilização com cal é uma das técnicas mais antigas e é muito eficaz para solos finos com elevado índice de plasticidade, como os solos argilosos. É um material mais barato e mais sustentável, mas não é adequado para todo o tipo de solos.

2.7 Estudos realizados na Universidade do Minho

Nos últimos anos a Universidade do Minho tem vindo a desenvolver importantes estudos relacionados com a construção em BTC, nomeadamente sobre métodos de melhoramento da estabilização do solo e sobre o desempenho mecânico de soluções estruturais baseadas em BTC's.

2.7.1 BTC estabilizados com cimento

O trabalho desenvolvido por Sturm et al. (2014) foca-se no desenvolvimento de um sistema construtivo em BTC com junta seca, para utilizar em países em desenvolvimento, mais propriamente no Malawi. Os blocos possuem uma geometria que permitem que sejam encaixáveis, não necessitando de argamassa nas juntas.

O solo utilizado para a produção de BTC foi um solo português com uma baixa percentagem de argila e necessitou de ser estabilizado com 5% de cimento e 10% de caulino, para que se processasse a coesão entre partículas.

Para avaliar o comportamento dos materiais, foram efetuados e registados os resultados os ensaios para a mistura, conforme apresentado na Tabela 2.2. Para todos os ensaios de compressão, a tensão foi calculada dividindo a carga vertical aplicada pela área efetiva do provete e o módulo de elasticidade foi obtido por regressão linear da zona linear dos gráficos tensão/extensão.

Tabela 2.2: Resultados obtidos por Sturm et al. (2014).

Tipos de ensaio	Resistência (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
Cilindros à compressão	1,10	106
Cilindros à tração indireta	0,06	-
BTC à compressão	2,34	163
BTC à flexão	0,21	-
Prismas com 5 BTC à compressão	0,87	129
Paredes de alvenaria em BTC à compressão	0,53	102
Prismas com 3 BTC ao corte inicial	0,04	-

2.7.2 BTC estabilizados com resíduos industriais

Silva et al. (2014) estudou a possibilidade de desenvolver BTC com solo residual da zona norte de Portugal. Com ensaios realizados às propriedades do solo, registou-se que seria necessário a estabilização química. Por consequente, foram consideradas a adição de cimento e a ativação alcalina de cinzas volantes e de lamas provenientes de uma estação de tratamento de águas (ETA).

Assim foram realizadas misturas estabilizadas para a produção de BTC com adição de 2,5% e 5% de cimento, misturas estabilizadas por ativação alcalina de cinzas volantes (com percentagens de 10% e 15%) e misturas estabilizadas por ativação alcalina de lamas de ETA (com percentagens de 10% e 15%).

Com estas diferentes misturas foram construídos cilindros e ensaiados à compressão com diferentes idades de cura. Os resultados obtidos para os ensaios são apresentados na Tabela 2.3. Comparando os resultados aos 90 dias, conclui-se que as misturas estabilizadas por ativação alcalina de cinzas volantes são as que mais resistem em ensaios de compressão em cilindros.

Tabela 2.3: Resultados obtidos por Silva et al. (2014).

Tipo de mistura	Resistência à compressão por idades (MPa)				
	7	28	60	90	120
SC 2,5	0,11	0,34	0,49	0,51	0,51
SC 5,0	0,69	1,20	1,31	1,49	1,73
SFA 10,0	0,74	1,40	1,23	1,85	3,91
SFA 15,0	0,83	3,08	3,35	2,33	4,71
SS 10,0	-	-	-	1,87	-
SS 15,0	-	-	-	1,50	-

Foram produzidos e ensaiados BTC de igual geometria que os BTC estudados por Sturm et al. (2014) e sistemas construtivos com junta seca, de acordo com a Tabela 2.4. Os ensaios foram realizados com idade de cura dos BTC de 180 dias.

Tabela 2.4: Resultados obtidos por Silva et al. (2014).

Tipos de ensaio	Resistência (MPa)	
	10% de cinzas volantes	15% de cinzas volantes
BTC à compressão	8,8	12,0
BTC à flexão	1,8	2,3
Prismas com 3 BTC à compressão	3,3	4,6
Prismas com 3 BTC ao corte inicial	0,2	0,2

Como expectável, os BTC com 15% de cinzas volantes são os que apresentam valores mais elevados para os ensaios realizados, pois possuem maior percentagem de ligante.

2.7.3 BTC estabilizados alcalinamente

Oliveira (2014) deu continuidade ao trabalho realizado anteriormente por Silva et al. (2014), em que desenvolveu uma mistura com 15% de cinzas volantes com ativação alcalina de hidróxido de sódio e de silicato de sódio, tendo utilizado o mesmo solo. Também neste estudo

foram desenvolvidos dois tipos diferentes de argamassa de terra para utilizar nas juntas de alvenaria em BTC.

Assim foram produzidos e ensaiados BTC de igual geometria que os BTC estudados por Silva et al. (2013), sendo que se promoveu a avaliação em sistemas construtivos com junta seca e dois tipos diferentes de junta argamassada, de acordo com a Tabela 2.4. Os ensaios foram realizados com idade de cura dos BTC de 90 dias.

Tabela 2.5: Resultados obtidos por Oliveira (2014).

Tipos de ensaio		Resistência (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
BTC à compressão		4,9	-
Prismas com 5 BTC à compressão	Junta seca	1,54	133,8
	Junta argamassada AGP1	3,49	364,1
	Junta argamassada AGP5	4,50	715,5
Prismas com 3 BTC ao corte inicial	Junta seca	0,13	-
	Junta argamassada AGP1	0,29	-
	Junta argamassada AGP5	0,19	-
Paredes de alvenaria em BTC à compressão	Junta seca	0,93	68,3
	Junta argamassada AGP1	2,91	425,0
	Junta argamassada AGP5	3,23	488,4

De acordo com os resultados obtidos, pode-se concluir que a influência da argamassa é importante em sistemas construtivos em alvenaria de BTC, uma vez que quando aplicada a argamassa os valores obtidos para o ensaio são sempre superior quando utilizado sistemas construtivos de junta seca. Também se concluiu que a argamassa desenvolvida AGP5 é que

apresenta melhor comportamento, pois os valores de resistência são superiores ao da argamassada AGP1.

2.8 Considerações finais

Neste capítulo foi realizada uma revisão bibliográfica sobre a construção em terra, sendo possível compreender melhor este tipo de construção. Foi mais predominante a abordagem da técnica de blocos de terra compactada, estudando as principais vantagens e desvantagens e como fazer uma análise da adequabilidade e de estabilização do solo.

A estabilização do solo residual da zona norte do país é um método muito eficaz na produção de BTC, no entanto deve-se continuar a explorar melhoramentos para a estabilização do solo para uma otimização da mistura para a produção de BTC.

CAPÍTULO 3

CARACTERIZAÇÃO DOS COMPONENTES E FABRICO DOS BTC

3.1 Introdução

Para a construção em BTC, inicialmente é necessário estudar o solo a utilizar, bem como todos os componentes envolventes. Assim, este capítulo pretende estudar a caracterização dos diferentes materiais necessários para a produção e aplicação em BTC. Para avaliar e caracterizar o solo são efetuados ensaios laboratoriais, ensaios à análise granulométrica, limite de liquidez e de plasticidade, equivalente de areia, azul-metileno e de compactação (Proctor). Adicionalmente, são desenvolvidas e caracterizadas argamassas em terra e também reforços para se aplicar em componentes estruturais em alvenaria de BTC.

3.2 Materiais utilizados para produção de BTC

Na produção de BTC o principal material constituinte é a terra e como constituinte suplementar tem-se a água. Por vezes é utilizado um estabilizador que pode ser químico, físico ou biológico. No caso dos BTC a estudar, utilizou-se um solo da região do Minho, mais propriamente de Guimarães, freguesia de Tabuadelo, e como estabilizador químico utilizou-se o cimento.

3.2.1 Solo

O solo utilizado para a construção de BTC normalmente é um solo com elevado teor de argila. Neste caso, o solo utilizado é da região Minho, logo é um solo residual granítico que resulta da decomposição do granito. Para caracterizar o solo são efetuados os seguintes ensaios: análise granulométrica com sedimentação, limite de liquidez e de plasticidade, equivalente de areia, azul-metileno e de Proctor.

3.2.1.1 Determinação da curva granulométrica

O objetivo deste ensaio é determinar a quantidade de partículas pelo tamanho, presentes numa determinada amostra de solo, conhecendo assim a textura do solo. Para o ensaio são utilizados vários peneiros com tamanhos de aberturas diferentes entre si. O ensaio é realizado conforme a norma LNEC E196 (1996). Inicialmente, esquartela-se várias vezes uma amostra de solo. Posteriormente peneira-se toda a amostra e dividem-se as partículas da amostra que ficam retidas no peneiro #10 (2 mm de malha) das que passam. As que ficam retidas são considerados como um conjunto de grossos composto por cascalho e areia, dependendo do diâmetro de cada partícula. Assim, regista-se a massa da fração que fica em cada peneiro com malha superior ao peneiro de #10.

As partículas que passam no peneiro #10 são consideradas como um conjunto de finos composto por silte e argila, dependendo do diâmetro de cada partícula. Deste modo, todo o conjunto de finos é devidamente esquartelado até se obter uma fração de aproximadamente 100 g, pois trata-se de um solo arenoso. De seguida adiciona-se 100 ml de solução anti floculante para permitir uma melhor dispersão das partículas, assim mistura-se a solução num agitador elétrico durante cerca de 15 mim. Com o auxílio do peneiro #200 (0,074 mm de malha) peneira-se a amostra húmida, transferindo todo o material passado para uma proveta de vidro. Para distinguir a quantidade de silte da quantidade de argila no solo é necessário efetuar o ensaio de sedimentação. Assim, consegue-se registar qual a quantidade de partículas com diâmetro inferior a 0,074 mm e assim complementar toda a análise granulométrica. Pode-se observar na figura 3.1 vários momentos do ensaio.



Figura 3.1: Realização do ensaio de granulometria com sedimentação.

Na Figura 3.2 e na Tabela 3.1 são apresentadas as características da curva granulométrica do solo utilizado para os ensaios referidos anteriormente. De acordo com a tabela e a figure referidas, pode-se concluir que este solo apresenta uma boa distribuição dos grãos, estando presentes os quatro tipos, cascalho, areia, silte e argila. A granulometria é extensa, pois apresenta valores em percentagem significativos para os quatros tipos. Trata-se de um solo típico da região Norte do país. Normalmente as partículas de solo apresentam uma densidade de 2,65 g/cm^3, neste caso o solo tem uma densidade de 2,62 g/ cm^3, um valor muito próximo do que é considerado normal. Como apresenta uma percentagem baixa de argila (8,65%), o solo pode não ser o mais apropriado para a construção em terra.

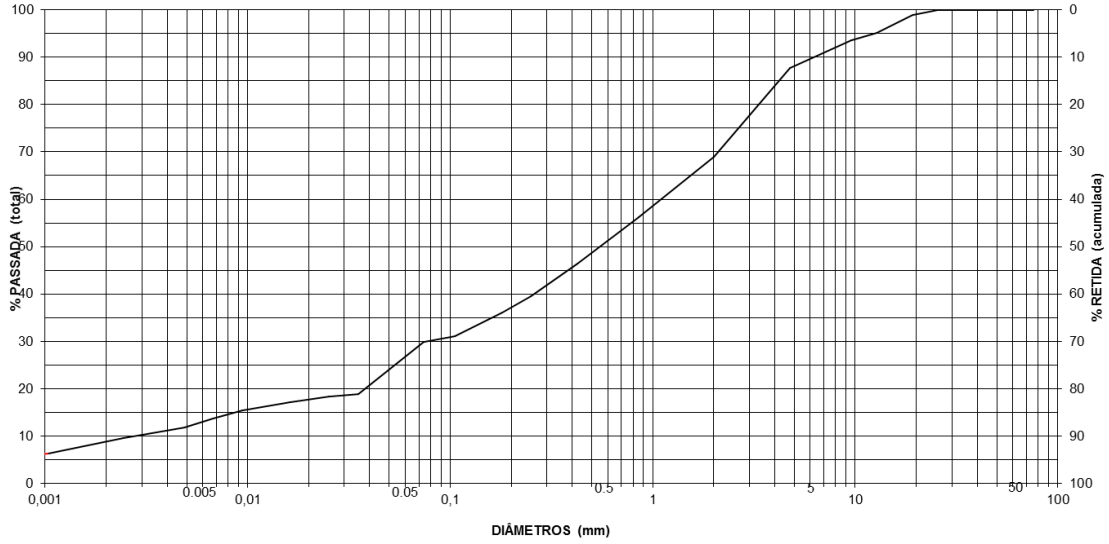


Figura 3.2: Gráfico da curva granulométrica com o processo de sedimentação.

Tabela 3.1: Percentagem da curva granulométrica.

Análise granulométrica	Textura	Cascalho (%)	5,9
		Areia (%)	55,2
		Silte (%)	14,8
		Argila (%)	8,6
Densidade das partículas		Massa volúmica (g/cm^3)	2,62

3.2.1.2 Determinação dos limites de liquidez e de plasticidade

O ensaio do limite de liquidez consiste em avaliar o teor em água de um solo tal que este se passa a comportar como um líquido de acordo com as normas portuguesas NP 143 (1969). Para este ensaio, inicialmente é preparada uma amostra de solo com água destilada que é colocada na concha de Casagrande, onde é aberto um sulco com um comprimento de cerca de 1 cm. Regista-se o número de pancadas necessárias para que as duas metades da amostra se unam e assim é possível determinar o teor em água na zona do sulco. São realizados 4 amostras com diferentes quantidades de água. De acordo com a norma é necessário adequar a quantidade de água de forma a obter 2 ensaios com um número de pancadas inferiores a 25 pancadas e outros 2 com um número superior a 25 pancadas. O gráfico resultante do ensaio é apresentado na Figura 3.3. De acordo com a norma, o valor obtido para o limite de liquidez é 27%, que não está de acordo com o recomendado para BTC's por Doat et al. (1991), que indica valores entre 30 e 35%.

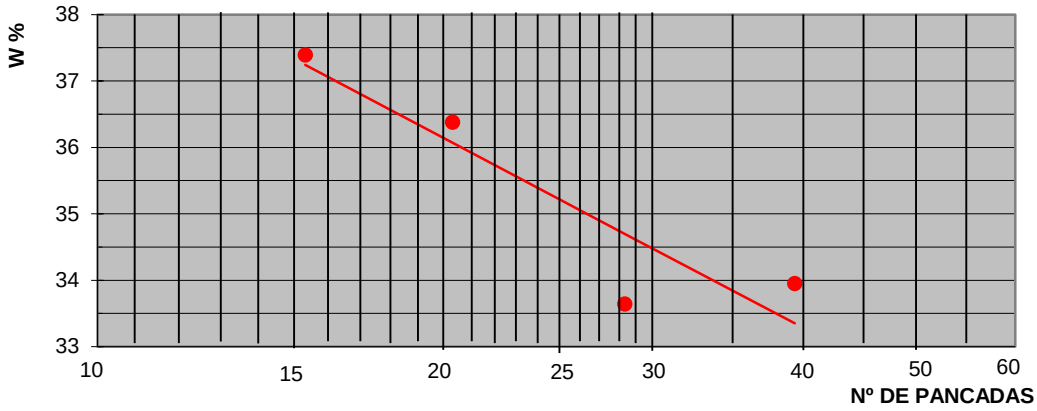


Figura 3.3: Gráfico do limite de liquidez.

Não foi possível realizar o ensaio para o limite de plasticidade pois o solo apresenta um baixo valor de percentagem de argila de 8,6%, segundo a análise granulométrica. Assim concluiu-se que o solo é não plástico.

3.2.1.3 Ensaio de equivalente de areia

O ensaio de equivalente de areia permite estimar a percentagem de areia existente na fração de solo com dimensões inferiores a 2 mm. Inicialmente é necessário peneirar uma amostra de solo com partículas inferiores a 2 mm de diâmetro, cerca de 100 g, com o auxílio do peneiro #10.

De seguida, enche-se uma proveta cilíndrica específica para este ensaio com floculante até à primeira marca e depois insere-se a fração de solo peneirada. A mistura é agitada durante cerca de 30 segundos, e adiciona-se mais floculante até à segunda marca da proveta. Após 20 minutos em repouso é medido o valor do equivalente de areia, que é calculado pela diferença entre a altura livre total e a altura da camada superior do floculado até à base da proveta. Assim, a percentagem de areia registada para este tipo de solo, a partir do ensaio de equivalente de areia, é de 25%.

3.2.1.4 Ensaio de azul-metileno

O ensaio de azul-metileno consiste na determinação da atividade de argilas contidas no solo através da troca iónica entre os catiões existentes nas partículas inferiores a 2 mm de diâmetro. O ensaio é realizado de acordo com a norma EN 933-9 (2002).

Primeiramente, peneira-se uma fração de solo com cerca de 60 g com partículas inferiores a 2 mm de diâmetro. Numa proveta de vidro adiciona-se a fração de solo com 500 ml de água destilada. Adiciona-se também um corante azul-metileno após um minuto de mistura. Regista-se num papel de filtro uma gota da mistura com o auxílio de um conta-gotas. Esta gota forma uma mancha azul circundada com uma zona húmida sem cor. O processo das gotas é repetido até que seja obtido na zona húmida uma auréola azul clara em diferenças de 1 minuto. Pode-se observar na Figura 3.4 imagens do processo de ensaio.

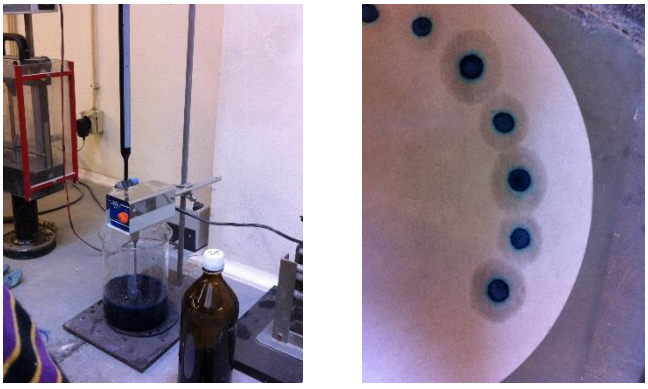


Figura 3.4: Ensaio de azul-metileno.

Quando se visualiza a auréola azul clara finaliza-se o ensaio e regista-se o volume de corante azul metileno adicionado à mistura. Assim, o valor obtido para este ensaio é de 5,6 g de corante por grama de fração de solo inferior a 2 mm de diâmetro. Através do estudo realizado por Fabbri

(1994), concluiu-se que para valores inferiores a 11, como no caso deste solo, a atividade de argila é muito baixa.

3.2.1.5 Ensaio de Proctor (leve e pesado)

Foram realizados 2 ensaios de compactação, o de Proctor leve e pesado. A diferença dos ensaios é a energia aplicada para a compactação. Na Figura 3.5 pode-se observar os dois tipos de compactação.



(a) (b)

Figura 3.5: Sistema de compactação: (a) Proctor leve; (b) Proctor pesado.

Estes ensaios consistem em determinar o teor em água correspondente a uma baridade seca máxima. Os ensaios são realizados de acordo com a especificação do LNEC E 197, 1967. Ambos os ensaios seguem a mesma metodologia. Inicialmente, o solo é devidamente seco e esquartelado e depois é peneirado com o auxílio do peneiro #4 (malha de 8 mm). Nestes ensaios é necessário obter pelo menos 6 pontos correspondentes ao teor em água com a baridade seca, sendo que 4 desses pontos se situam abaixo do teor em água ótimo e 2 acima. Assim são preparadas várias amostras com percentagens de água diferentes, diferenciadas de 2%, isto é, uma amostra de solo com 2%, outra de 4% e assim sucessivamente até se obter os pontos necessários.

Cada amostra é introduzida em 3 camadas no molde e em cada camada são atribuídas pancadas de compactação. No caso do Proctor leve são distribuídas 25 pancadas por camada com o auxílio de um pilão e no caso do Proctor pesado são atribuídas 55 pancadas por camada numa máquina de compactação. O processo repete-se para todas as amostras. No final o provete mais o molde são pesado e são retiradas 2 pequenas de porções das extremidades que serão utilizadas

para a determinação do teor em água. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 3.6 e na Tabela 3.2.

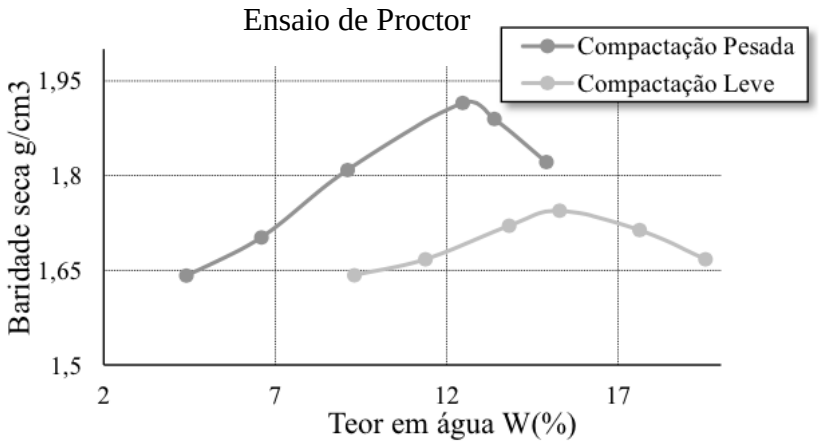


Figura 3.6: Gráficos do ensaio de Proctor.

Tabela 3.2: Resultados obtidos para o ensaio de Proctor.

Proctor Leve	Teor em água ótimo (%)	15,9
	Baridade seca máxima (g/cm^3)	1,75
Proctor Pesado	Teor em água ótimo (%)	12,6
	Baridade seca máxima (g/cm^3)	1,92

De acordo com os resultados determinados, concluiu-se que o teor em água ótimo para o Proctor leve é superior ao do Proctor pesado e por sua vez a baridade seca máxima é inferior em relação ao Proctor pesado. Assim, pode-se afirmar que com o aumento da energia de compactação a baridade seca máxima será maior e, por sua vez, a permeabilidade do solo será menor. A diferença entre valores de cada tipo de ensaio deve-se ao facto de as energias de compactação serem bastante diferentes. A situação que mais se aproxima da energia usada no fabrico de BTC é o ensaio de Proctor leve.

Segundo Doat el al. (1991), um solo com fraco desempenho apresenta valores para a baridade seca máxima entre 1,65 e 1,76 g/cm^3. Pode-se dizer então que este solo não é o mais apropriado para a construção de BTC. Assim, e de forma a corrigir esta lacuna, é necessário estabilizar o solo com a adição de outros materiais, como cimento e/ou caulino.

3.2.2 Correção do solo

A estabilização de um solo consiste em melhorar as características naturais e o desempenho do solo para fins construtivos. De acordo com estudos realizados por Sturm et al. (2014) e Useche (2006), o cimento é um bom material para estabilizar o solo. Assim optou-se que para o fabrico de BTC é necessário adicionar cimento ao solo. A percentagem foi definida em cerca de 10%, conforme explicado adiante no Capítulo 4.

Com a análise dos ensaios de caracterização do solo e consulta da norma australiana HB 195 (2002), pode-se comparar os valores obtidos. A norma HB 195, (2002) diz que o solo deve conter entre 45% e 80% de gravilha e areia, o solo estudado contem 61,1%, logo em termos de composição de grossos é adequado. Também define que a quantidade de silte deve estar contida entre 15% e 30%, sendo que o solo apresenta 14,9%, o que é um valor muito próximo e pode-se admitir que cumpre os parâmetros.

Quanto à percentagem de argila, a norma define que deve estar próxima de 25% o que não acontece com este solo, pois apresenta uma quantidade de argila de 8,6%, assim será importante aumentar a quantidade de argila ao solo. Quanto ao limite de liquidez a norma refere que deve ser inferior a 40%, o solo estudado apresenta um valor de 27%, o que é bastante adequado. Assim, optou-se que para o fabrico de BTC é necessário aumentar a percentagem de argila do solo, tendo-se então decidido adicionar ao solo uma percentagem de 5% de caulino. O aumento de finos também facilita a trabalhabilidade da mistura para a produção de BTC.

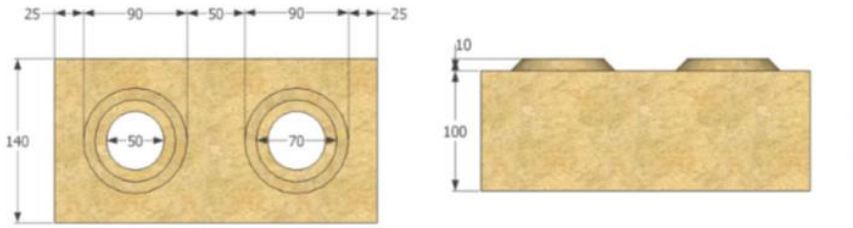
Em suma para o fabrico de BTC com o solo corrigido é adicionado 5% de caulino e 10% de cimento.

3.3 Blocos de terra compactada (BTC)

Uma vez estudado as características do solo e a forma de o melhorar passa-se para a construção e ensaios à compressão de BTC com cerca de 90 dias. Este trabalho pretende dar continuidade à investigação do projeto HiloTec, usando a mesma a prensa e molde para a produção de BTC. Assim foi adotada a mesma geometria e dimensões estudadas por Sturm et al. (2014), Oliveira (2014) e Ribeiro (2015). É um bloco com duas aberturas verticais que servem de sistema de encaixe, como se observa na Figura 3.7.



(a)



(b)

Figura 3.7: Produção de BTC: (a) prensa; (b) geometria dos BTC.

As dimensões dos BTC são as definidas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Dimensões dos BTC.

Comprimento (mm)	280
Largura (mm)	140
Altura (mm)	100
Diâmetro das aberturas (mm)	50
Área (cm^2)	352,7
Volume (cm^3)	3527
Peso em média (kg)	7,665

3.3.1 Produção de BTC

Como referido anteriormente para a produção de BTC, é adicionado ao solo 10% de cimento e 5% de caulino. A produção de BTC foi efetuada num pavilhão disponibilizado pela empresa BloNorte, Lda, em Guimarães, e foi efetuada por 3 operadores.

Inicialmente é importante preparar todos os materiais a utilizar para a mistura. O solo é devidamente seco ao ar durante alguns dias. Todo o solo necessário é destorroado e espalhado dentro do pavilhão com o auxílio de uma enxada, como se ilustra na figura 3.8. Depois de seco, o solo é peneirado utilizando um peneiro com malha de 9 mm permitindo a homogeneização da granulometria, como se verifica na Figura 3.9.



Figura 3.8: Espaço de produção dos BTC's.



Figura 3.9: Peneiro com malha de 9 mm.

A medição das percentagens de cada material a utilizar foi efetuada por volume com o auxílio de vários baldes, permitindo uma maior rapidez e facilidade na produção. São preparadas misturas secas de solo com cimento mais caulino suficiente para a produção de 10 BTC's.

Depois de medidos todos os materiais, os materiais foram colocados no chão num espaço limpo e misturados com a ajuda de uma enxada até obter uma cor uniforme. Depois adiciona-se água à mistura com o auxílio de um regador de jardineiro, que tem a vantagem de espalhar devidamente a água de forma uniforme e evitar a formação de grânulos na mistura, e continua-se a misturar.

A quantidade de água a utilizar é efetuada com o ensaio da bola, isto é, com a adição de água faz-se uma pequena bola do tamanho de uma mão depois de misturada com o solo, deixa-se cair a bola a cerca de 1 m de altura. Se a bola quando cai apresentar uma forma arredondada de onde partes do solo se destacam, a quantidade de água é a ideal, se tal não acontecer é necessário adicionar mais água.

Após preparada a mistura, ela é transportada em baldes para a prensa. Antes de colocar a mistura na prensa, esta é lubrificada com óleo descofrante. Com as mãos faz-se uma compactação manual durante a introdução da mistura na prensa. De seguida e depois de o molde da prensa estar totalmente preenchido por mistura, dois operadores fecham o molde e manuseiam a prensa de forma a produzir o BTC. Depois o bloco é retirado da prensa e colocado em paletes de madeira.

As paletes de madeira têm capacidade para empilhar 105 BTC's, sendo com a altura de 5 BTC's sobrepostos. Por cada fiada de empilhamento é colocada uma pelicula aderente envolvendo todos os BTC's, pois permite que a humidade presente permaneça constante no interior da palete. Passado 7 dias são realizados furos na pelicula aderente para que a água presente evapore e se possa finalizar o processo de cura. No total foram produzidos 1717 BTCs em cerca de 8 dias de trabalho.



Figura 3.10: Empilhamento em paletes de madeira.

3.3.2 Ensaio de compressão de BTC

Depois de fabricados os blocos, eles são ensaiados à compressão uniaxial com cerca de 90 dias de cura, sendo uma idade em que apresenta a devida resistência para a construção em componentes estruturais em BTC.

O ensaio é realizado segundo a norma EN 772-1 (2000). São ensaiados 3 BTC's para que se possa efetuar um valor médio. Para iniciar o ensaio, os BTC's são colocados no pórtico de ensaio utilizando as chapas da prensa de fabrico para regularizar a base e topo, possibilitando uma distribuição uniforme da carga aplicada. Também são utilizadas uma outra chapa sobre as chapas da prensa e uma rótula permitindo uma carga distribuída, como se verifica na Figura 3.11. Entre cada ensaio é necessário limpar todas as chapas e o local de ensaio para que não existe material a interferir com o ensaio seguinte. O ensaio só é parado quando o valor de carregamento após pico atinge entre 50 a 60% do valor máximo obtido. Os resultados da resistência à compressão obtidos para este ensaio são apresentados na tabela 3.4.



Figura 3.11: Sistema de ensaio.

Tabela 3.4: Resistência à compressão de BTC's.

	Tensão máxima (MPa)
1	2,9
2	3,6
3	3,4
Média	3,3
COV (%)	11%

De acordo com o trabalho realizado por Oliveira (2014), os BTC's têm uma resistência à compressão média de 4,9 MPa com 90 dias de cura. Pode-se verificar que os BTC estudados anteriormente têm uma resistência média menor.

3.4 Argamassas de terra para componentes construtivas em BTC

Oliveira (2014) mostrou que o uso de argamassa de junta em alvenaria em BTC permite obter um melhor desempenho mecânico de componentes estruturais de alvenaria. Assim, no trabalho realizado por Ribeiro (2015) foram desenvolvidas duas argamassas de terra, uma utilizada para o assentamento ou preenchimento dos BTC e outra para a utilização de rebocos de reforço. Estas argamassas foram ensaiadas à tração por flexão em prismas, à compressão em prismas, à compressão em cilindros, ao módulo de elasticidade em cilindro e ao espalhamento. No capítulo 5 serão utilizadas estas argamassas em construção de paredes e de prismas. As argamassas foram desenvolvidas com o mesmo solo utilizado para a produção de BTC com a adição de cimento e apresenta as características listadas na Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Características das argamassas em terra desenvolvidas por Ribeiro (2015).

Tipo de argamassa	Assentamento	Reboco
Fração granulométrica do solo	#20<D<#10	#20<D<#10
Composição solo:cimento	1:4	1:4
Resistência à tração por flexão em prismas aos 60 dias (MPa)	1,0	1,2
Resistência à compressão em prismas aos 60 dias (MPa)	2,9	3,6
Resistência à compressão de cilindros aos 60 dias (MPa)	1,6	1,9
Módulo de elasticidade de cilindros aos 60 dias (MPa)	3481,2	4947,7
Espalhamento (mm)	210	180

A única diferença das argamassas em termos de mistura é a quantidade de água, para a argamassa de reboco é necessário uma argamassa mais consistente, portanto para este tipo utilizou-se menos água do que para a argamassa de assentamento. Os resultados apresentados são aos 60 dias de idade, pois é quando as argamassas já obtiveram a cura adequada e já consolidaram uma resistência suficiente para aquando aplicadas em componentes estruturais.

3.5 Reforços para componentes construtivas em BTC

Para uma análise no Capítulo 5 sobre o melhoramento de componentes construtivas em alvenaria em BTC é necessário estudar que tipo de reforços se podem adotar. No trabalho realizado por Ribeiro (2015) foram estudados reforços com base no uso de rede no reboco e o uso de varões de armadura embebidos em argamassa no interior dos BTC's.

3.5.1 Redes

A escolha da rede consistiu numa solução que fosse económica e de fácil aplicação, quer para países desenvolvidos, quer para países em desenvolvimento, e que tenha uma boa compatibilidade com a argamassa e a alvenaria. Assim, foi escolhida uma rede cintaflex de cor preta com dimensões da malha de 15x20 mm, como se pode visualizar na Figura 3.12. O preço de mercado é de 0,50 € / m^2. Esta rede apresenta um baixo custo comparativamente com outras redes e evita problemas de corrosão pois é uma rede plástica.

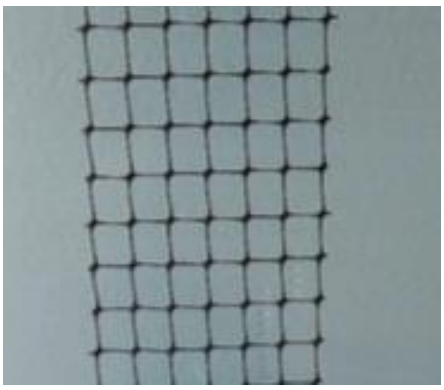
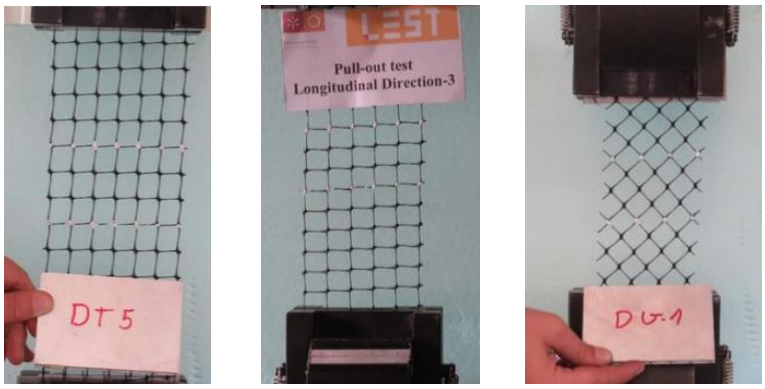


Figura 3.12: Rede Cintaflex preta.

Para caracterizar esta rede em termos de resistência e comportamento em função da orientação da malha, realizou-se ensaios à tração. Os ensaios foram realizados com a rede em 3 direções, pois a malha é retangular, na direção transversal, na direção longitudinal e na direção diagonal, como se pode verificar na Figura 3.13. Por cada direção foram ensaiados 5 provetes. De acordo com os resultados obtidos conclui-se que a direção que apresenta maior resistência à tração é a direção transversal com valor de 1,56 kN/m, Pelo contrário, a direção diagonal é a que apresenta menor resistência à tração com o valor de 0,11 kN/m, ver Tabela 3.6.



(a) (b) (c)

Figura 3.13: Direçoes ensaiadas: (a) direçao transversal; (b) dıreçao longitudinal; (c) direção diagonal.

Tabela 3.6: Resultados da resistência média à tração por Ribeiro (2015).

Direções	Resistência média à tração (kN/m)
Transversal	1,56
Longitudinal	1,45
Diagonal	0,11

3.5.2 Armadura embebida em argamassa

Outro tipo de reforço adotado foi a aplicação de um varão de aço nervurado de classe NR 400 com diâmetro de 6 mm na vertical nos orifícios dos BTC preenchidos com a argamassa estudada anteriormente.

Foram realizados ensaios ao arrancamento do varão embebido em argamassa no bloco com cerca de 90 dias de cura, com diferentes comprimentos de amarração, um com comprimento de 300 mm e outro com 500 mm. Com estes ensaios é possível analisar a capacidade de aderência do varão com a argamassa e da aderência da argamassa com o BTC. Foram ensaiados 3 provetes para cada caso e efetuada uma média. Na Figura 3.14 pode-se visualizar a realização do ensaio. Os resultados à tração de arrancamento são apresentados na Tabela 3.7.



Figura 3.14: Ensaio de arrancamento.

Tabela 3.7: Resultados da resistência média de arrancamento (Ribeiro, 2015).

Comprimento de amarração	Resistência média de arrancamento (MPa)	
	Entre o varão e a argamassa	Entre a argamassa e o BTC
300 mm	0,72	0,08
500 mm	0,60	0,07

Pela análise da tabela, pode-se concluir que as tensões de arrancamento entre o varão e a argamassa são maiores do que as tensões de arrancamento entre a argamassa e o BTC, isto deve-se ao facto de a área de contacto entre o varão e a argamassa ser muito menor, mas a rotura ocorreu sempre pela interface argamassa bloco devido ao fato de ser um varão de aço nervurado logo tem uma boa aderência com a argamassa.

3.6 Considerações finais

O solo utilizado e estudado para a produção de BTC não é o mais apropriado para a construção em terra, mas quando é estabilizado com a adição de cimento e caulino já se torna apropriado para a construção pois aumenta a percentagem de finos.

Neste capítulo foram apresentados dois tipos de argamassa em terra desenvolvida com o mesmo solo para a produção de BTC, tendo apresentado resultados significativos de acordo com os ensaios realizados.

Também foi importante escolher dois tipos de reforços para a aplicação em construção em BTC, concluindo que para o reforço da rede, a posição na direção transversal é a mais adequada. O reforço por varão também apresenta valores razoáveis e uma boa aderência aos BTC.

CAPÍTULO 4

ESTUDO DE OTIMIZAÇÃO DO MATERIAL

4.1 Introdução

Neste capítulo pretende-se perceber qual a melhor solução em termos de mistura de material para o fabrico de BTC, fazendo variar a percentagem em peso de caulino e de cimento a adicionar ao solo residual granítico estudado.

De uma forma geral, fez-se variar a percentagem de caulino, de acordo com o peso do solo considerado, variando num intervalo de 5% até um máximo de 15% (0, 5, 10 e 15%). Consoante o peso total do solo juntamente com o caulino, adicionou-se cimento, fazendo variar a percentagem também em intervalos de 5% até um máximo de 15%. Com isto, resultou em materiais apresentados seguidamente:

- Solo + 5% de cimento
- Solo + 10% de cimento
- Solo + 15% de cimento
- Solo + 5% de caulino
- Solo + 5% de caulino + 5% de cimento
- Solo + 5% de caulino + 10% de cimento
- Solo + 5% de caulino + 15% de cimento
- Solo + 10% de caulino
- Solo + 10% de caulino + 5% de cimento
- Solo + 10% de caulino + 10% de cimento
- Solo + 10% de caulino + 15% de cimento
- Solo + 15% de caulino
- Solo + 15% de caulino + 5% de cimento
- Solo + 15% de caulino + 10% de cimento
- Solo + 15% de caulino + 15% de cimento

Foram realizados ensaios laboratoriais em cilindros compactados para avaliar a resistência à compressão, módulo de elasticidade e tração indireta para cada uma das misturas.

4.2 Ensaios de compactação

Para saber qual a quantidade de água a adicionar em cada mistura para o fabrico de cilindros, foi importante fazer ensaios de Proctor leve. Utilizou-se o tipo de compactação leve devido ao facto de ser a energia que mais se aproxima da energia de compactação utilizada para o fabrico de BTC. Assim sendo, analisando cada ensaio de Proctor é possível obter o teor em água ótimo correspondente à baridade seca máxima para uma determinada energia de compactação.

4.2.1 Procedimento de ensaio

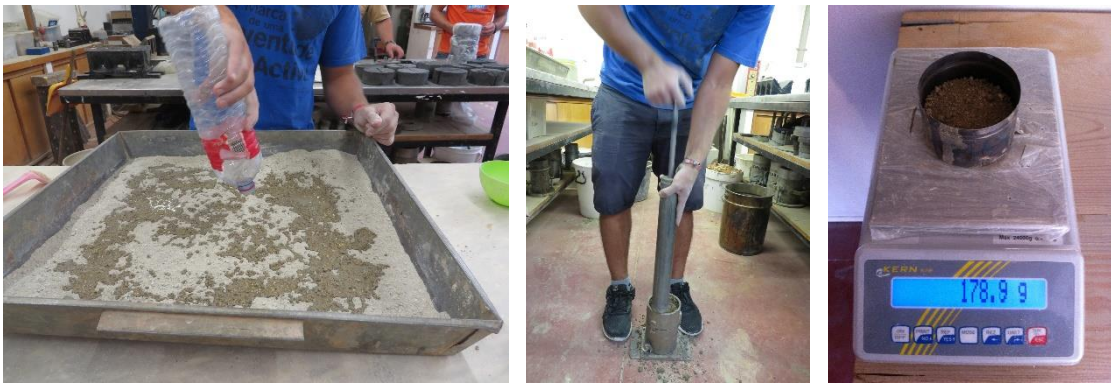
O procedimento para a realização destes ensaios teve por base os requisitos na especificação do LNEC E 197 (1967). Inicialmente, e de forma a ter as amostras em condições normais para a realização do ensaio, o solo é peneirado no peneiro 4 (malha de 8 mm), devidamente esquartelado e totalmente seco, tal como no fabrico de BTC.

Neste tipo de ensaio, na curva de compactação é necessário obter 6 pontos constituintes entre a baridade seca e teor em água, sendo que 4 desses pontos têm de se situar abaixo do ponto correspondente ao teor em água ótimo e os restantes 2 pontos acima, assim, são preparadas 6 amostras de solo mais caulino, mais cimento de acordo com cada mistura a estudar.

Para preparar cada amostra, pesou-se sempre 2,5 kg de solo e a partir deste é que foi possível calcular a percentagem de caulino e de cimento a adicionar. Num tabuleiro misturou-se o solo o cimento e o caulino até obter uma cor uniforme para mais tarde adicionar água. Como é desconhecido o teor em água ótimo e é necessário preparar 6 amostras, adicionou-se água em cada amostra diferenciada de 2%, isto é, inicia-se a primeira amostra com 8% de água da mistura, devido ao fato de na caracterização deste solo no Capitulo 3 ser o primeiro ponto da curva, sendo o segundo ponto com 10% e assim sucessivamente. Após a adição da água, a amostra foi devidamente mistura com as mãos ou com a ajuda de uma colher de trolha. Cada amostra foi preparada individualmente e seguidamente ensaiada, para que não tenha tempo de secar e perder a quantidade de água adicionada, só depois de finalizada a primeira amostra é que se prepara a segunda e assim sucessivamente.

Assim sendo, após preparada a mistura, foram colocadas 3 camadas de solo dentro do molde pequeno, em que para cada camada a medição foi feita por volume com um pequeno recipiente e em cada camada eram distribuídas 25 pancadas pela sua superfície com o auxílio a um pilão. Este processo foi repetido para as seis misturas de cada tipo de material para cada ponto da sua curva de compactação.

Após compactada, a mistura foi extraída do molde e registou-se o seu peso. Posteriormente foram retirados duas porções de solo das extremidades da mistura e registou-se o peso, depois estas porções são colocadas em um forno para secarem totalmente, sendo que se regista também o seu peso após secagem, com o objetivo de determinar o respetivo teor em água.



(a) (b) (c)

Figura 4.1: Ensaio de Proctor: (a) mistura do material; (b) aplicação das 25 pancadas; (c) pesagem de uma pequena porção.

4.2.2 Resultados obtidos

A Tabela 4.1 ilustra a baridade seca e os teores em água ótimos obtidos para cada mistura estudada. Pode-se observar que à medida que se aumenta a quantidade de finos no solo (caulino) a baridade diminui e por consequente o teor em água ótimo aumenta. Também se verifica que ao adicionar um ligante, neste caso o cimento, o teor em água também aumenta consoante o aumento do ligante, no caso da baridade seca esta diminui com o aumento de cimento, exceto quando o cimento atua apenas com o solo, neste caso a baridade seca aumenta.

Tabela 4.1: Resultado da baridade seca e do teor em água ótimo para cada material.

Baridade seca máxima (g/cm^3) Teor em água ótimo (%)		Caulino			
		0%	5%	10%	15%
Cimento	0%	-	1,83 15,0%	1,81 15,3%	1,79 15,5%
	5%	1,82 15,1%	1,80 15,2%	1,79 15,4%	1,78 15,7%
	10%	1,85 15,2%	1,80 15,4%	1,79 15,7%	1,78 15,9%
	15%	1,86 15,3%	1,78 15,7%	1,78 16,3%	1,77 16,3%

Um solo com um fraco desempenho tem uma baridade seca máxima entre 1,65 g/cm^3 e 1,75 g/cm^3 (Doat et al, 1991), e em todas as misturas analisadas verifica-se que todas elas assumem valores superiores para a baridade seca máxima, o que indica que estas misturas apresentam bom desempenho.

4.3 Ensaios em cilindros

Foram construídos cilindros para todos os tipos de mistura. Foram construídos 3 para o ensaio de compressão, 3 para a avaliação do módulo de elasticidade, 3 para o ensaio de tração indireta. Em suma foram construídos 150 cilindros. Os cilindros possuem cerca de 200 mm de altura de 100 mm de diâmetro.

4.3.1 Construção dos cilindros

Primeiramente para a construção de cilindros foi necessário preparar os moldes para efetuar a compactação dos cilindros, então estes moldes foram devidamente limpos e lubrificados com óleo descofrante, como se observa na Figura 4.2.

Todo o solo utilizado na construção de cilindros foi peneirado tal como nos ensaios de Proctor, utilizando um peneiro com uma malha de 8 mm. A preparação da mistura é bastante similar à

preparação da mistura para o Proctor, o que difere é que é preparada em porções maiores, neste caso foram pesados cerca de 10 kg de solo e o caulino e cimento correspondentes para cada tipo de mistura. Consoante as percentagens dos resultados de teor em água ótimo obtidos na tabela 4.1, foi pesado a percentagem de água para cada mistura a adicionar.



Figura 4.2: Moldes para a construção de cilindros.

As misturas foram realizadas manualmente num lugar limpo e com o auxílio de uma enxada. Inicialmente para cada tipo de mistura misturou-se o solo com o caulino e o cimento até obter uma cor uniforme, após isto adicionou-se a água espalhando-a pela mistura para evitar a formação de grânulos no solo. Cada mistura permitiu construir cerca de 10 cilindros. Todo este processo pode ser observado na Figura 4.3.



(a) (b) (c)

Figura 4.3: Preparação da mistura: (a) pesagem do solo; (b) mistura seca; (c) adição de água.

Após preparada a mistura, esta foi introduzida dentro do molde por 3 camadas. Cada camada tem cerca de 300 g de mistura, sendo colocada no molde e compactada com um martelo de compactação.

Após compactada as 3 camadas, os cilindros foram retirados com bastante cuidado do molde e passam para o processo de cura. No processo de cura os cilindros foram embrulhados com pelicula aderente, permitindo uma humidade constante no interior do cilindro. Passado 7 dias a pelicula aderente foi retirada para permitir que a água evapore até atingir os 28 dias de cura. Pode-se observar na Figura 4.4 fases da construção dos cilindros. Como já foi referido anteriormente foram construídos 150 cilindros.



(a) (b) (c)

Figura 4.4: Construção dos cilindros: (a) compactação com o martelo; (b) molde com mistura; (c) cilindros embrulhados com pelicula aderente.

4.3.2 Resistência à compressão

4.3.2.1 Sistema e procedimento de ensaio

Para iniciar o ensaio, o cilindro foi colocado cuidadosamente no pórtico de ensaio e foram colocadas duas chapas metálicas no topo e na base do provete para que se possa distribuir uniformemente as cargas. Além das chapas também foi adicionada uma rótula no topo dos cilindros sobre a chapa. Todo este sistema foi devidamente centrado com a célula de carga. O ensaio foi efetuado em controlo de deslocamento axial, aplicando uma velocidade de 3 µm/s para uma célula de carga com capacidade de 50 kN. O ensaio só foi parado quando o valor de carregamento após pico atinge entre 50 a 60% do valor máximo obtido.



Figura 4.5: Realização do ensaio de compressão de cilindros.

4.3.2.2 Resultados obtidos

A principal característica a retirar deste ensaio é o valor de tensão máxima de compressão. Na tabela 4.2 está expresso a resistência média de compressão para cada tipo de mistura a analisar e o respetivo coeficiente de variação, ver também Figura 4.6.

Tabela 4.2: Resistências médias à compressão e coeficientes de variação.

Tensão máxima (COV (%)) (MPa)		Caulino			
		0%	5%	10%	15%
Cimento	0%	-	0,57 (14%)	0,54 (8%)	0,43 (12%)
	5%	2,00 (7%)	0,98 (10%)	1,21 (5%)	0,78 (17%)
	10%	3,21 (12%)	1,65 (3%)	1,99 (18%)	1,14 (6%)
	15%	3,80 (18%)	1,90 (14%)	2,54 (9%)	1,77 (24%)

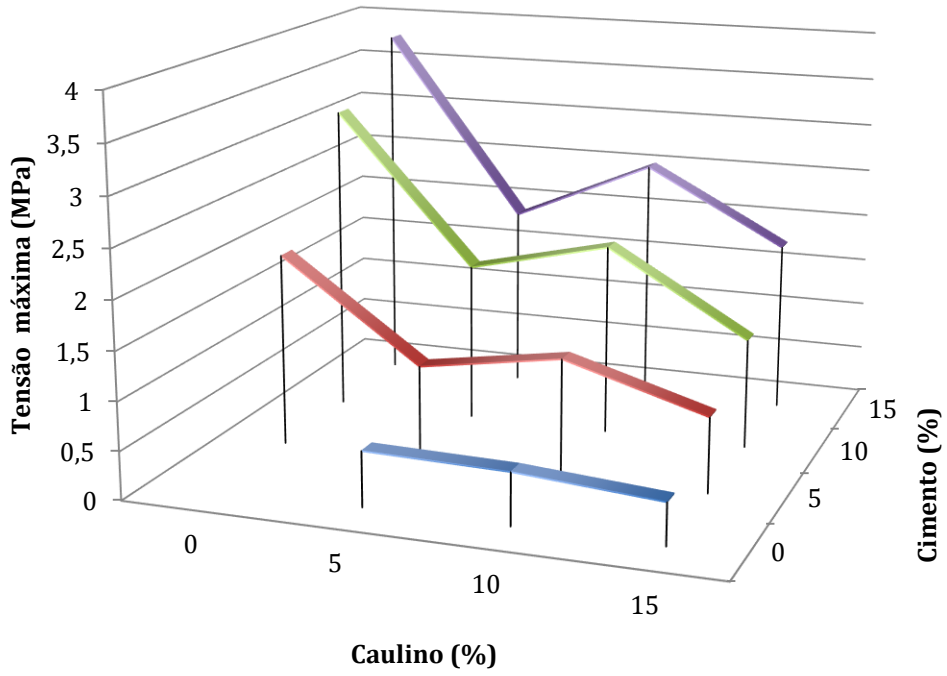


Figura 4.6: Gráfico de tensões máximas.

De acordo com os dados obtidos, pode-se observar que à medida que se aumenta a percentagem de cimento a tensão máxima também aumenta. Quanto ao aumento de percentagem de caulino o mesmo não acontece, existe uma variação de tensões máximas, sendo a que tem melhor resistência é quando não tem caulino. Quando se adiciona 5% de caulino os valores de tensões diminuem, se se adiciona 10% de caulino este valor aumenta mas não ultrapassa o valor que não apresenta caulino e quando tem 15% de caulino volta a diminuir, como se pode observar na Tabela 4.2 e na Figura 4.6.

Em conclusão e segundo a tabela e a figura apresentados anteriormente, a melhor mistura é a 15% de cimento com solo com uma resistência à compressão de 3,80 MPa. Então em termos de resistência à compressão a adição de cimento é mais gratificante do que a adição de caulino, podendo observar-se que quando o solo atua só com cimento os valores de tensão máxima são sempres superiores aquando o solo atua com o caulino.

4.3.3 Módulo de elasticidade

4.3.3.1 Sistema e procedimento de ensaio

Para a avaliação do módulo, é necessário conhecer a resistência à compressão, pois são apresentados 4 ciclos de carga e descarga com 4 patamares lineares crescentes até uma força máxima de 30% da carga máxima obtidos na resistência à compressão de cilindros, 4 patamares lineares decrescentes e 4 patamares constantes sendo a carga de aplicada durante 60 segundos. Concluídos os 4 ciclos dá-se uma rampa crescente até à rotura do cilindro, ver Figura 4.7.

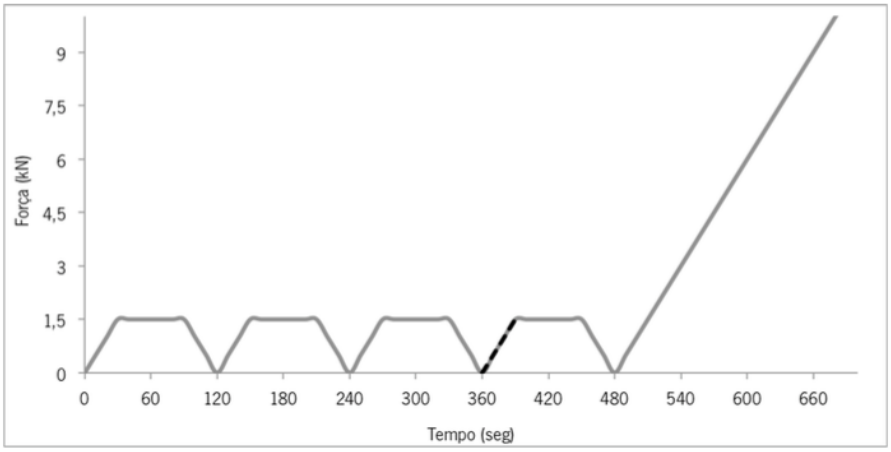
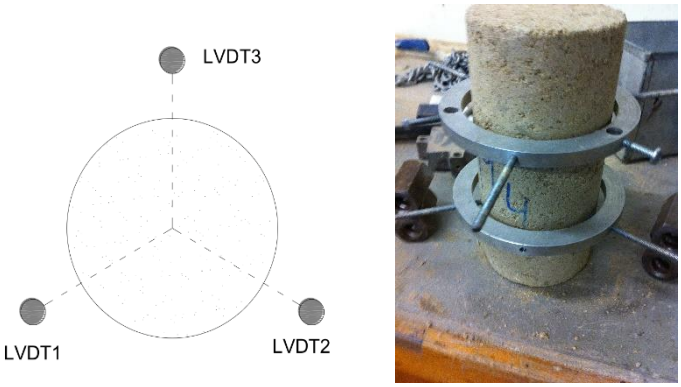


Figura 4.7: Esquema de carregamento para determinação do módulo de elasticidade (Oliveira, 2014).

O sistema de ensaio está representado na figura 4.8 e consistiu na utilização de 3 LVDT's em torno do cilindro colocados com cerca de 60 mm do topo e da base do cilindro, permitindo medir a extensão numa altura com cerca de 80 mm da zona central do cilindro. Assim, esta medição permite calcular o módulo de elasticidade dos cilindros, como ilustrado na Figura 4.8.



(a) (b)

Figura 4.8: Sistema de ensaio: (a) disposição dos LVDT's; (b) suporte para os LVDT's.

Para começar o ensaio, o esquema de medição foi colocado no cilindro e centrado. Da mesma forma da compressão de cilindros, foram colocados duas chapas metálicas e uma rótula para distribuir uniformemente as cargas, como se pode observar na Figura 4.9.



Figura 4.9: Realização do ensaio de módulo de elasticidade.

4.3.3.2 Resultados obtidos

O módulo de elasticidade é calculado a partir de uma regressão linear de um gráfico de tensão/extensão do último patamar crescente representado no sistema de ensaio. Este valor corresponde à média dos valores obtidos dos LVDT's de cada cilindro. Na Tabela 4.3 está expresso o módulo de elasticidade da média dos 3 cilindros para cada tipo de mistura e o seu respetivo coeficiente de variação, ver ainda Figura 4.10.

Tabela 4.3: Resultado dos módulos de elasticidade e os coeficientes de variação.

Módulo de elasticidade (COV (%))		Caulino			
		0%	5%	10%	15%
Cimento	0%	-	59,26 (23%)	58,70 (9%)	53,50 (15%)
	5%	125,67 (9%)	109,61 (18%)	97,16 (7%)	91,65 (12%)
	10%	217,42 (16%)	161,10 (15%)	175,16 (12%)	125,85 (6%)
	15%	359,59 (10%)	180,64 (3%)	209,39 (11%)	170,25 (11%)

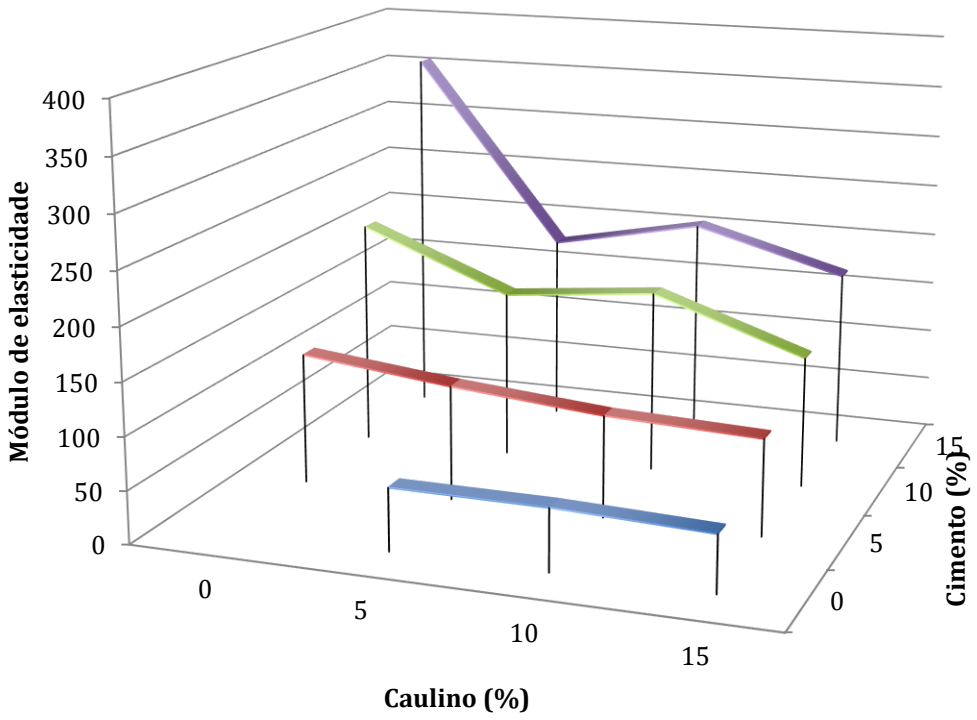


Figura 4.10: Gráfico de módulo de elasticidade.

Pode-se observar que com o aumento da percentagem de cimento, o módulo de elasticidade aumenta significativamente, enquanto com o aumento da percentagem de caulino o módulo de elasticidade varia muito pouco, quase mantendo-se constante. Pode-se concluir que tal como na compressão de cilindros a melhor solução é o solo com 15% de cimento e sem caulino pois apresenta um módulo de elasticidade de 359,59 MPa.

4.3.4 Resistência à tração indireta

4.3.4.1 Sistema e procedimento de ensaio

O ensaio à tração indireta em cilindros é efetuado segundo a norma NP EN 132866-42 2011, que consiste basicamente na aplicação de uma carga de compressão aplicada em duas geratrizes opostas até à rotura. O esquema está representado na Figura 4.11. Posteriormente foi calculado a resistência à tração indireta segundo a seguinte fórmula:

$$R_{it} = \frac{2F}{\pi HD} \quad (1)$$

onde,

R_{it} é a resistência à tração indireta em MPa

F é a força máxima de obtida em N

H é o comprimento do cilindro em mm

D é o diâmetro do cilindro em mm.

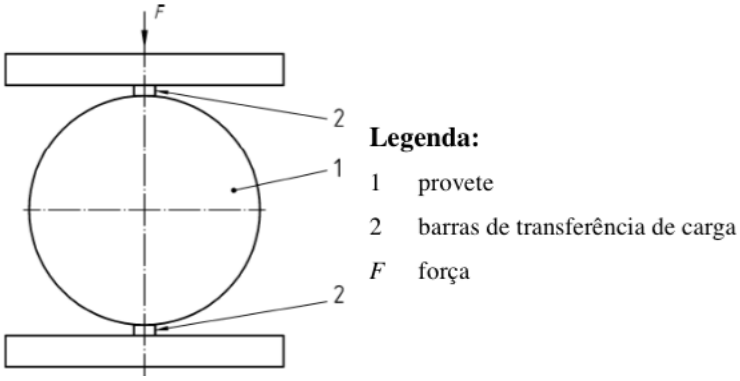


Figura 4.11: Esquema do ensaio.

Assim colocou-se o cilindro no pórtico de ensaio sobre uma chapa metálica e uma barra de transferência de carga. O cilindro deve estar bem centrado com a célula de carga para posteriormente se colocar sobre ele outra barra de transferência de carga e verificar com o

auxílio a um esquadro se as diretrizes opostas estão paralelas. Depois colocou-se outa chapa e a rótula para distribuir as cargas uniformemente, como se pode observar na Figura 4.12. O ensaio foi efetuado em controlo de deslocamento axial, aplicando uma velocidade de 3 µm/s para uma célula de carga com capacidade de 50 kN. O ensaio só foi parado quando o valor de carregamento após pico atinge entre 50% a 60% do valor máximo obtido.



(a) (b)

Figura 4.12: Realização do ensaio de tração indireta: (a) preparação do ensaio; (b) centralização do provete.

4.3.4.2 Resultados obtidos

De acordo com a fórmula apresentada anteriormente é possível calcular a resistência à tração indireta. Apresenta-se na Tabela 4.4 a média da resistência à tração indireta dos 3 cilindros de cada mistura e o respetivo coeficiente de variação. Estes resultados estão igualmente representados na Figura 4.13.

Tal como nos ensaios realizados anteriormente, a mistura com melhor resistência é a de solo com 15% de cimento com 0,80 MPa. Podemos observar que com o aumento da percentagem de cimento geralmente a resistência de tração indireta também aumenta. Quanto ao aumento de percentagem de caulino a resistência a tração indireta é variável, se se aumenta a percentagem de caulino aquando não existe cimento este permanece constante em 0,06 MPa. Nas restantes misturas com o aumento da percentagem de caulino a resistência é quase constante, tendo pequenas diferenças de variação.

Tabela 4.4: Resultado das resistências à tração indireta e os coeficientes de variação.

Rit (COV (%)) (MPa)		Caulino			
		0%	5%	10%	15%
Cimento	0%	-	0,06 (29%)	0,06 (19%)	0,06 (23%)
	5%	0,25 (17%)	0,15 (23%)	0,21 (10%)	0,09 (8%)
	10%	0,50 (12%)	0,35 (13%)	0,29 (21%)	0,21 (6%)
	15%	0,80 (9%)	0,31 (15%)	0,36 (17%)	0,31 (32%)

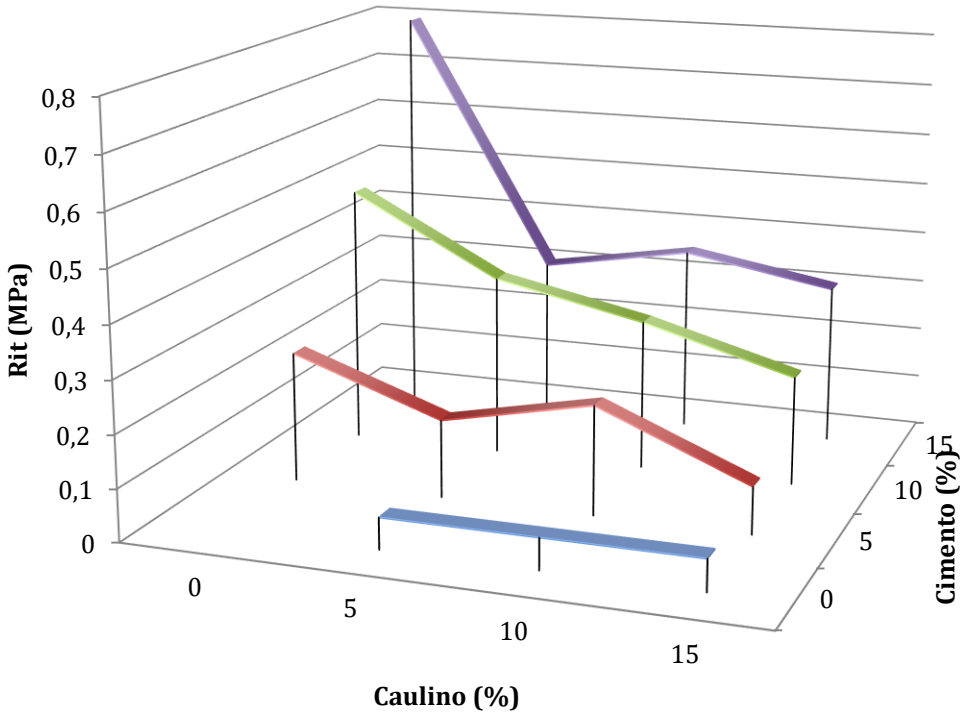


Figura 4.13: Gráfico da resistência à tração indireta.

4.4 Discussão de resultados

De acordo com os resultados apresentados anteriormente pode-se concluir que a mistura com as melhores propriedades mecânicas é solo com 15% de cimento do solo, pois em todos os ensaios realizados é a mistura que apresenta valores mais elevados. Contudo analisa-se que a adição de caulino só prejudica as propriedades mecânicas.

CAPÍTULO 5

CARATERIZAÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

5.1 Introdução

Depois de estudada a otimização da mistura desenvolvida no Capítulo 4, interessa conhecer o desempenho de uma mistura aplicada em componentes estruturais. Foi escolhida a mistura com 10% de cimento e 5% de caulino, pois a percentagem de cimento adicionada já apresenta resistência significativa e a percentagem de caulino acrescentada facilita a trabalhabilidade da mistura. Esta mistura foi a escolhida no capítulo 3 para a produção de BTC. Devido ao tempo que demorou a otimização da mistura, seria importante avançar simultaneamente para a produção de BTC, uma vez que não seria possível finalizar este trabalho se se produzisse BTC após finalizada a otimização da mistura.

Neste capítulo, pretende-se compreender o comportamento de prismas de junta argamassada e seca, tendo-se ensaios 3 prismas de cada tipo. Apesar de os prismas determinarem a resistência à compressão da alvenaria, não refletem o seu real comportamento, uma vez que não possuem descontinuidades ao nível das juntas verticais. Assim, foram também ensaiadas paredes de alvenaria em BTC à compressão, 3 com junta seca e 3 com junta argamassada, tal como nos prismas de alvenaria.

Também neste capítulo, pretende-se estudar o comportamento mecânico de sistemas de reforço aplicados em paredes de alvenaria de BTC. Para tal, utilizou-se 2 tipos de reforço, sendo um a aplicação de um varão de 6 mm de diâmetro no orifício da parede, e o outro é um reboco armado com uma malha aplicado nas duas faces principais da parede. Assim, foram construídos mais 3 paredes com junta seca com o varão de reforço, 3 paredes com junta argamassada com o varão de reforço, 3 paredes com junta seca com reboco armado de reforço em ambas as faces e 3 paredes com junta argamassada com reboco armado de reforço nas duas faces. Em suma, foram construídas 6 prismas e 18 paredes de alvenaria em BTC.

5.2 Construção e ensaio de prismas em BTC

5.2.1 Processo de construção

O processo de construção de prismas com junta seca foi bastante rápido e simples, pois apenas consiste em alinhar verticalmente 5 BTC no local do pórtico de ensaio antes do momento de ensaio. Apenas selecionou-se os BTC a utilizar e verificou-se que não possuíam irregularidades ou ranhuras, de modo aos prismas ficarem devidamente nivelados verticalmente e horizontalmente. Os ensaios dos prismas de junta seca foram realizados com BTC com 60 dias de cura, aproximadamente.

O processo de construção de prismas com junta argamassada foi um pouco mais complexo visto que foi necessário esperar pelo tempo de cura da argamassa. Os ensaios dos prismas de junta argamassada foram realizados com BTC com 60 dias de cura, aproximadamente, e com argamassa com cerca de 30 dias de cura, o que resultava em 60 dias para a realização, pois foram construídos quando os BTC tinham cerca de 30 dias de cura.

Na construção dos prismas com junta argamassada iniciou-se com a seleção dos BTC a utilizar, verificou-se se estes continham irregularidades ou ranhuras, de modo a ser mais fácil o nivelamento horizontal e vertical. De seguida escolheu-se um local apropriado, sendo um local minimamente nivelado, de forma a facilitar a construção em termos de nivelamento e a evitar resultados imprecisos. Em seguida, preparou-se a mistura para a argamassa das juntas em porções de 1,5 kg de cada vez para que mantenha sempre a argamassa fresca e trabalhável. Se a argamassa perder essa trabalhabilidade torna-se mais difícil espalhar e assentar os blocos, assim como, resulta numa maior porosidade e uma menor resistência. A argamassa utilizada foi a referida no Capítulo 3.

Os prismas foram construídos sobre uma tábua de madeira para que facilite o transporte e o manuseamento. Depois de colocado o primeiro BTC sobre a tábua teve-se que humedecer a sua superfície com recurso a um borrifador de água, para evitar que quando seja colocado a argamassa o BTC não absorva imediatamente a humidade presente na argamassa. Em seguida a argamassa foi espalhada com recurso a uma colher de trolha sobre a superfície do BTC com cerca de 10 mm de espessura, suficiente para que iguale a saliência de encaixe do BTC, como se pode observar na Figura 5.1. Esta espessura é importante, pois foi necessário assegurar que

os encaixes não têm qualquer influência na resistência neste tipo de prismas, já que um dos objetivos é comparar os dois sistemas de prismas construtivos.



Figura 5.1: Construção de prismas.

Preenchida a totalidade da superfície do BTC com a argamassa exceto nos orifícios, procedeu-se à colocação de outro BTC sobre a argamassa, tendo também a atenção de humedecer a superfície inferior do BTC a colocar e de o manter devidamente centrado. Este processo repetiu-se até completar o prisma com 5 BTC's.

Os 3 prismas foram construídos em simultâneo, sendo importante esperar algum tempo antes da colocação dos BTC das camadas seguintes, para que as camadas inferiores tenham alguma secagem, de modo a que a argamassa tenha uma maior consistência. Durante todo o processo foi realmente importante utilizar uma argamassa fresca e trabalhável e ir-se verificando e garantindo, com recurso a um nível, que a alvenaria se mantenha nivelada horizontal e verticalmente.

Finalizada a construção dos prismas, recorreu-se a uma esponja devidamente humedecida para limpar e regularizar qualquer tipo de imperfeição presente nas juntas e nas faces dos BTC. Por fim, os prismas foram deixados a curar durante algumas horas sobre as tábuas de madeira, para que ganhem alguma resistência, para posteriormente serem transportados para um lugar seguro onde possam completar a sua cura.

Um dia antes do ensaio dos prismas, efetuou-se a pintura das faces dos mesmos com uma tinta de água de cor branca, como se pode observar na Figura 5.2. Esta pintura permite que durante o ensaio se possa verificar de forma clara o seu modo de rotura e proceder à marcação das fissuras, caso seja necessário.



Figura 5.2: Prismas pintados.

5.2.2 Sistema e procedimento de ensaio

O ensaio dos prismas à compressão foi efetuado segundo a norma ASTM C1314-03b. Esta norma específica que sejam ensaiados pelo menos 3 prismas, com o mínimo de 2 blocos em altura e que detêm um rácio entre altura e a espessura que varia entre 1,3 e 5,0. No caso dos prismas em estudo a altura é aproximadamente 500 mm e a espessura é aproximadamente 140 mm, resultando num rácio de 3,6, o que verifica o rácio especificado na norma.

Para iniciar o ensaio, os prismas precisaram de ser colocados cuidadosamente no pórtico de ensaio, utilizando as chapas da prensa de fabrico de BTC para regularizar a base e o topo dos prismas, uma vez que possuem a forma exata dos BTC, possibilitando uma distribuição uniforme da carga aplicada. Além destas chapas ainda foi adicionada uma outra chapa e uma rótula no topo do provete. Todo este processo foi devidamente centrado com a célula de carga do pórtico para que a distribuição das forças seja mais homogénea.

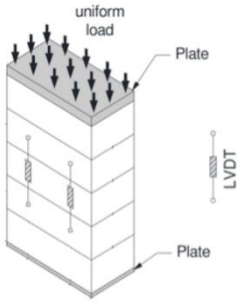


Figura 5.3: Esquema de ensaio (Sturm et al, 2014).

No esquema de ensaio, optou-se por colocar 2 LVDT's em cada uma das faces principais do prisma de forma a medir o deslocamento relativo entre o meio do segundo e o quarto BTC, aproximadamente a uma distância de 200 mm. Os LVDT's são suportados por chapas metálicas em forma de L, assim como os respetivos pratos de contacto, através de abraçadeiras metálicas aparafusadas à chapa, sendo posteriormente fixados ao prisma com recurso a cola. Estes LVDT's apesar de medir o deslocamento entre o segundo e o quarto BTC, também foram importantes para compreender se existe rotação do prisma ao longo do ensaio. Pode-se observar na Figura 5.4 os LVDT's colocados para o ensaio.



Figura 5.4: Sistema de ensaio de prismas montado.

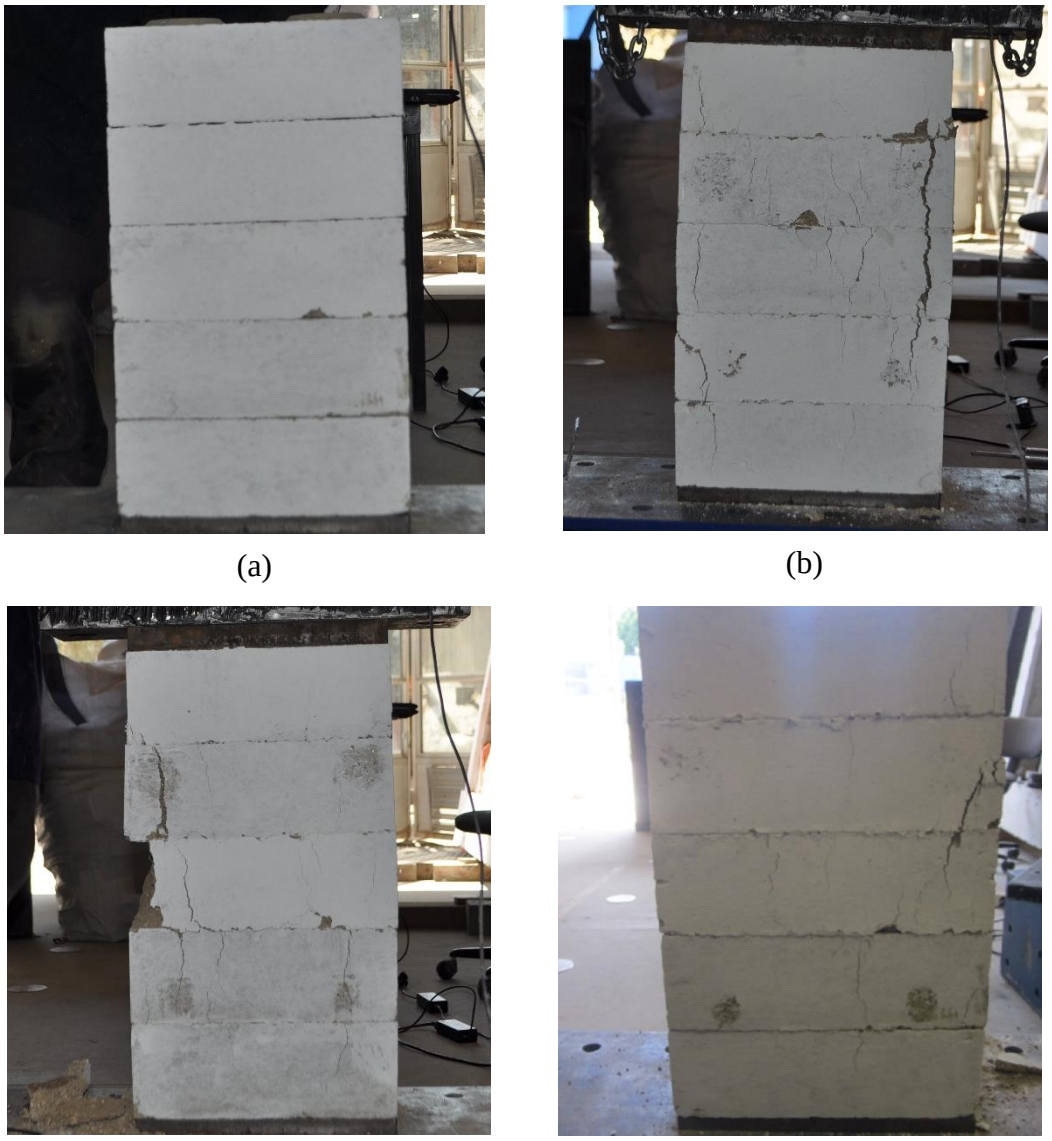
Depois de preparado todo o ensaio, foi essencial medir todas as dimensões e a distância entre as chapas de suporte em L, para posteriormente, na análise de resultados, calcular a área de seção de carregamento e as extensões referentes a cada LVDT.

Quanto ao carregamento de ensaio, a norma ASTM C1314-03b recomenda que seja aplicada uma carga a uma velocidade até cerca de metade da carga máxima expectável para o prisma e depois aplicada a restante carga até à rotura a uma velocidade que demore cerca de 1 a 2 minutos. No entanto, optou-se por utilizar uma velocidade de carregamento de controlo de deslocamento de 0,004 mm/s, uma vez que este valor se aproxima de trabalhos efetuados anteriormente por Oliveira (2014). O ensaio só foi parado quando o valor de carregamento após pico atingiu entre 50 a 60% do valor máximo obtido.

5.2.3 Resultados obtidos

5.2.3.1 Prismas de junta seca

Na Figura 5.5 pode-se observar os modos de rotura para os 3 prismas de junta seca ensaiados. Verifica-se que as fendas atravessam todos os blocos do prisma, concluindo-se que os esforços se tramitem entre BTC's. Como os blocos estão assentes sem argamassa, a concentração de tensões em pontos de contacto produz esmagamento localizado em alguns pontos do prisma. Pode-se também verificar que as fendas predominam nos blocos do centro do prisma, sendo que o primeiro e o último bloco são os que apresentam menor dano devido ao facto de existir confinamento introduzido pelas placas metálicas no topo e na base do prisma.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 5.5: Modos de rotura dos prismas de junta seca: (a) prisma antes do ensaio; (b) prisma nº1; (c) prisma nº 2; (d) prisma nº3.

Para a análise de resultados, são apresentados dois tipos de módulo de elasticidade para os prismas, sendo um expresso para a extensão medida pelo atuador que corresponde à extensão entre o topo e a base do provete, e o segundo para a extensão medida pela média dos LVDT's colocados nas faces principais do prisma que corresponde à extensão entre o segundo e o quarto BTC.

Os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão de prismas de junta seca, são apresentados na Tabela 5.1. A tensão média de rotura dos prismas de junta seca é de 2,09 MPa, apresentando um valor de coeficiente de variação um pouco elevado de 25%. Também são

apresentados nesta tabela os respetivos módulos de elasticidade medidos quer pelo atuador quer pela média dos 4 LVDT's. Este módulo foi calculado com uma regressão linear entre 30 e 50% dos gráficos de tensão/extensão apresentados na figura 5.6 e observa-se que o módulo de elasticidade medido pelo atuador é mais elevado do que o módulo de elasticidade medido pelos LVDT's

Tabela 5.1: Resistência à compressão e módulo de elasticidade de prismas de junta seca

	Tensão máxima (MPa)	Módulo de elasticidade (atuador)	Módulo de elasticidade (LVDT's)
1	2,36	406,17	243,47
2	1,48	291,45	145,55
3	2,43	439,79	214,69
Média	2,09	379,14	249,08
COV (%)	25%	21%	20%

A Figura 5.6 demonstra a relação tensão/extensão dos prismas ao longo do ensaio de compressão. De igual forma, são apresentados dois tipos de gráficos para os prismas, sendo um gráfico expresso para a extensão medida pelo atuador que corresponde à extensão entre o topo e a base do provete, e o segundo para a extensão medida pela média dos LVDT's colocados nas faces principais do prisma que corresponde à extensão entre o segundo e o quarto BTC. As curvas apresentadas para a extensão medida diretamente pelo atuador, apresentam um ajuste inicial bastante longo, está relacionado com a acomodação dos BTC nas respetivas juntas e com a interface das chapas de topo e de base.

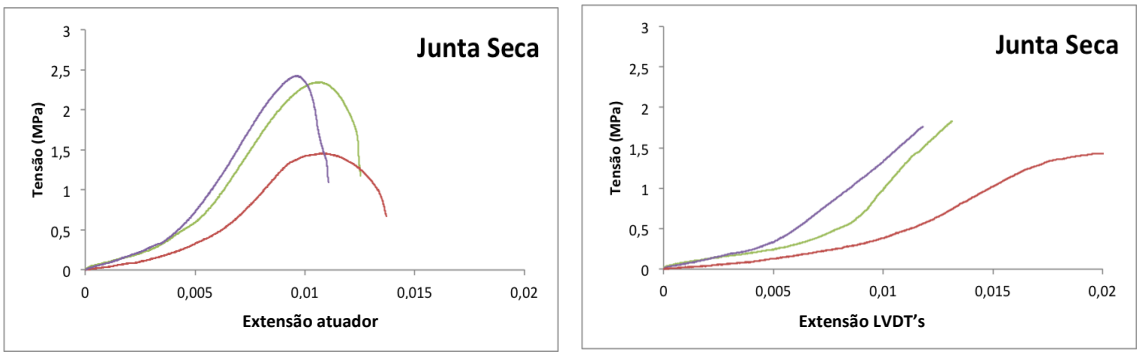


Figura 5.6: Gráfico de tensões/extensões para os prismas de junta seca: extensão medida pelo atuador; extensão medida pelos LVDT's

Quanto ao gráfico da extensão medida pela média dos LVDT's pode-se verificar que não apresenta o pico da resistência, devido ao fato de os LVDT's descolarem do prisma, não efetuando a medida do deslocamento total. Também tal como no de extensão medida pelo atuador, pode-se verificar que há um ajuste inicial longo devido à mesma razão. Apesar de a extensão medida pelos LVDT's medir apenas entre o segundo e o quarto BTC, pode-se verificar que apresenta uma curva similar ao de extensão do atuador.

5.2.3.2 Prismas de junta argamassada

Na Figura 5.8 pode-se observar os modos de rotura para os 3 prismas de junta argamassada ensaiados. Verifica-se que as fendas atravessam todos os blocos do prisma devido à uniformização que se cria com a junta argamassada.

Verifica-se que os prismas nº 1 e nº 2 apresentam maior número de fendas na base do prisma, isto deve-se ao facto do assentamento e transmissão de tensões para os blocos inferiores. Este assentamento ocorreu de forma rápida e súbita no final do ensaio, comprovando assim um comportamento frágil dos prismas.

Para a análise de resultados, a tensão de compressão e os módulos de elasticidade são calculados e apresentados da mesma forma que os dos prismas de junta seca. Os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão de prismas de junta argamassada são apresentados na Tabela 5.2.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.7: Modos de rotura dos prismas de junta argamassada: (a) modo de rotura do prisma nº1; (b) modo de rotura do prisma nº 2; (c) modo de rotura do prisma nº3.

De acordo com a Tabela 5.2, a tensão média máxima de rotura é de 3,11 MPa, que é mais elevado que a tensão de rotura dos prismas de junta seca. Esta média apresenta um coeficiente de variação de 18%. Os respetivos módulos de elasticidade são calculados através de uma regressão linear entre os 10% e os 30%, pois as curvas da extensão medida pelo atuador e medida pelos LVDT's dos prismas de junta argamassada, ver Figura 5.8, apresentam uma zona linear neste intervalo.

Tabela 5.2: Resistência à compressão e módulo de elasticidade de prismas de junta argamassada

	Tensão máxima (MPa)	Módulo de elasticidade (atuador)	Módulo de elasticidade (LVDT's)
1	3,28	581,00	567,00
2	3,57	721,25	753,66
3	2,48	728,58	621,26
Média	3,11	679,94	647,26
COV (%)	18%	12%	15%

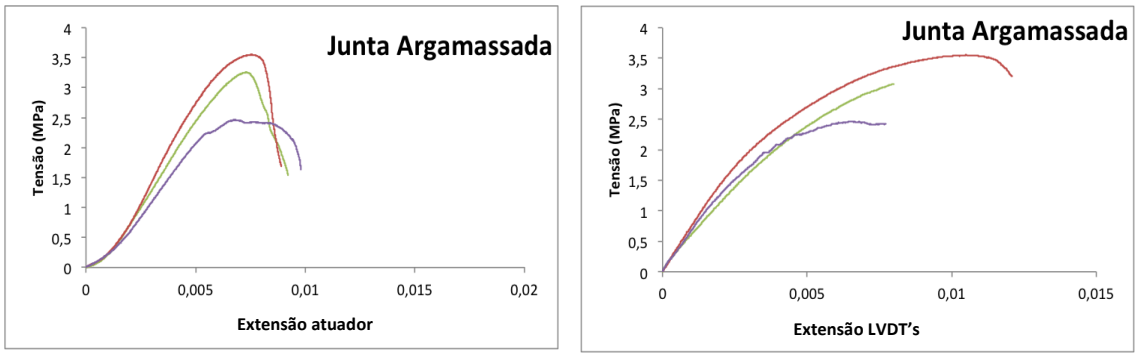


Figura 5.8: Gráfico de tensões/extensões para os prismas de junta argamassada: extensão do atuador; extensão dos LVDT's.

Nas curvas de extensão do atuador deste tipo de prismas também se verifica um ajuste inicial, mas é bastante menor relativamente aos de junta seca. Devido à existência de argamassa nas juntas, não existe uma acomodação dos BTC's tão elevada. Num comportamento pós-pico pode-se verificar que é similar ao de junta seca, demonstrando um decréscimo da tensão repentino.

Relativamente às curvas de extensão dos LVDT's, verifica-se que estas curvas apresentam um declive inicial superior ao das curvas extensão do atuador, sendo portanto o período de ajuste inicial inexistente. Verifica-se também que os LVDT's voltaram a descolar do prisma, não medindo os deslocamentos durante todo o ensaio, tal como no ensaio dos prismas de junta seca.

5.2.3.3 Análise comparativa

De acordo com os resultados obtidos, pode-se verificar que os prismas de junta seca apresentam uma menor resistência às compressão quando comparados com os prismas de junta argamassada, com uma média de 2,09 MPa, enquanto que os de junta argamassada apresentam uma média de 3,11 MPa. Assim, a resistência dos prismas de junta argamassada à compressão é cerca de 1,48 vezes maior que os prismas de junta seca.

Em relação ao módulo de elasticidade medido pelo atuador, analisou-se que o valor obtido para os prismas de junta argamassada é 1,8 vezes maior do que o dos prismas de junta seca, isto deveu-se ao facto de o valor do deslocamento ocorrido nas juntas ser mais elevado nos prismas de junta seca, o que leva a um módulo de elasticidade menor, como se verifica nos gráficos apresentados anteriormente. Quanto ao módulo de elasticidade dos LVDT's, verifica-se que é bastante similar ao externo, devido aos prismas demonstrarem um comportamento constante ao longo dos BTC's. Também se verifica que os valores obtidos nos prismas de junta argamassada é superior aos prismas de junta seca.

Finalmente, pode-se concluir que a utilização de uma argamassa de junta nos prismas proporciona um melhor desempenho mecânico dos mesmos.

5.3 Construção e ensaio de paredes em BTC

Uma vez que os prismas não conseguem refletir o comportamento real da alvenaria, devido a não possuírem descontinuidades ao nível das juntas verticais, foram ensaiados paredes de alvenaria em BTC à compressão uniaxial, com junta seca e junta argamassada.

Também é importante estudar a influência de sistemas de reforço nas paredes de alvenaria em BTC tendo-se aplicado 2 tipos de reforço. Uma solução consistiu na utilização de um varão de aço nervurado de 6 mm embebido em argamassa num orifício vertical das paredes. O outro tipo de reforço consistiu em aplicar um reboco nas duas faces principais da parede armado com uma malha plástica, ver Capítulo 3, também em paredes de junta seca e junta argamassada.

No total, foram ensaiadas 18 paredes, 3 de junta seca sem reforço, 3 de junta argamassada sem reforço, 3 de junta seca com varão de reforço, 3 de junta argamassada com varão de reforço, 3 de junta seca com reboco armado e 3 de junta argamassada com reboco armado.

5.3.1 Processo de construção

As paredes de alvenaria em BTC têm aproximadamente a forma quadrangular com uma dimensão de 700 mm de altura, que equivale a 7 fiadas de BTC, e 700 mm de largura, que equivale a 2 BTC mais meio BTC, e com 140 mm de espessura, que é a espessura do BTC, pois trata-se de paredes de pano simples. Assim, para cada parede foi necessário usar 14 BTC's inteiros e 7 metades. Primeiramente foram construídas todas as paredes sem inserir o reforço, 9 paredes com junta seca e 9 com junta argamassada. Só após concluídas estas, é que foi possível aplicar o devido reforço nas paredes em causa.

Para transportar as paredes com facilidade foram construídas vigas em betão armado com encaixe para o monta-cargas. Essas vigas foram construídas com uma razão de 1:4 (areia: cimento) e com aproximadamente 1 m de comprimento, 20 cm de largura e 20 cm de altura, como se pode verificar na Figura 5.9. Assim, as vigas servem de suporte às paredes, uma vez que, posteriormente as paredes foram construídas por cima destas.



Figura 5.9: Construção de vigas de suporte.

A construção das paredes iniciou-se com a seleção dos BTC a utilizar, verificou-se que estes não continham irregularidades ou ranhuras, de modo a ser mais fácil o nivelamento horizontal e vertical. Por fiada foram utilizados 2 BTC's e meio, com corte com recurso a uma serra de disco. Seguiu-se a preparação da argamassa, referida no Capítulo 3, cujo processo foi similar aos prismas de junta argamassada. A mistura preparou-se em porções de 1,5 kg de cada vez, para que se mantenha fresca e trabalhável.

Como as paredes foram construídas sobre as vigas, foi aplicada uma camada de argamassa para adesão entre a viga e a primeira fiada de BTC para aquando o seu transporte para o ensaio elas não colapsem. Esta camada de argamassa também serviu para proporcionar uma boa distribuição de esforços durante o ensaio e resolver qualquer desnivelamento da viga. Esta primeira fiada foi construída de igual forma para todo o tipo de paredes.

A construção de paredes de junta argamassada foi bastante similar à construção de prismas de junta argamassada. Depois da primeira fiada finalizada, voltou-se a aplicar uma camada de argamassa, exceto nos orifícios, com cerca de 10 mm de espessura de forma a igualar a saliência dos encaixes, e procedeu-se à colocação de mais uma fiada de BTC. Neste processo foi utilizado um borrifador de água para humedecer o topo e a base dos blocos, para que não absorva imediatamente toda a água presente na argamassa. De forma a assentar corretamente os blocos utilizou-se um martelo de borracha e um nível, para verificar sempre ao longo da construção se a parede se mantinha devidamente nivelada horizontalmente e verticalmente, como se observa na Figura 5.10. Este processo repetiu-se até completar as 7 fiadas das paredes.

Nas paredes de junta seca, após a primeira fiada finalizada, simplesmente encaixou-se os BTC por fiada, sempre confirmando com um nível se a parede estava plana e nivelada até completar as 7 fiadas.

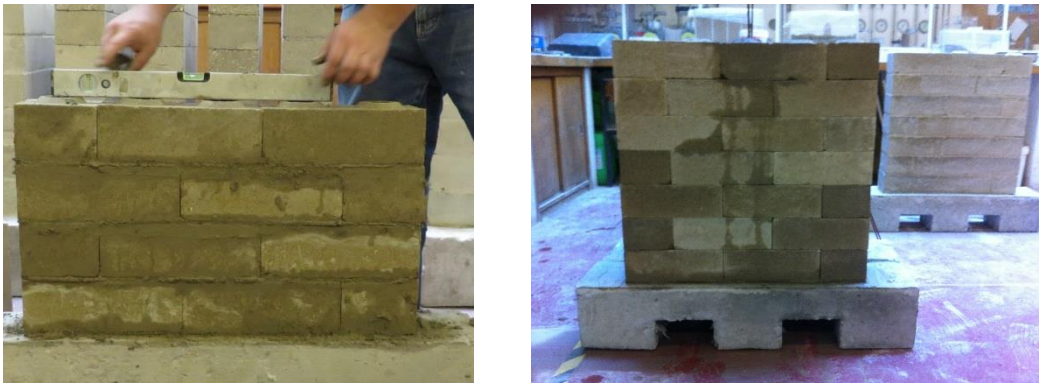


Figura 5.10: Construção de paredes.

Depois de preparadas as 9 paredes de junta seca e as 9 de junta argamassada é que se passou a aplicar os reforços em cada caso. Para o caso em que se aplica o varão de reforço, foi utilizado um varão de aço nervurado com cerca de 1 m de comprimento, do tipo A400NR com 6 mm de diâmetro embebido em argamassa no orifício central da parede. Assim, começou-se por preparar a argamassa de injeção para embeber o varão que foi referida no Capítulo 3. Foi preparada em porções de 3 kg de cada vez, para manter a argamassa trabalhável e fresca, tornando-se mais fácil aplicar a injeção.

Injetou-se a argamassa até 1/3 da profundidade do orifício central da parede e depois inseriu-se o varão. À medida que se foi injetando mais argamassa para completar o orifício foi-se abanando o varão de forma a imitar uma vibração e a diminuir os espaços vazios que possam aparecer. Neste processo utilizou-se um borrifador de água, para humedecer a parte interior do orifício dos BTC para que não absorva toda a água existente na argamassa, como se verifica na Figura 5.11. No final com o auxílio de uma rebarbadora, foi cortado o excesso de varão, de modo a este ficar raso em relação à parede.



Figura 5.11: Aplicação de reforço varão embebido em argamassa.

Na construção de paredes com reforço de reboco foi utilizada um reboco armado, que consiste em adicionar uma malha em rede polimérica no interior da camada de argamassa no revestimento nas faces principais das paredes. Assim, começou-se por preparar a argamassa de reboco que é a mesma que foi referida no Capítulo 3. De seguida, aplicou-se a argamassa nas faces em forma de chapisco, para que quando a malha for aplicada ter alguma aderência às paredes. A malha foi cortada de forma a ser ligeiramente inferior às dimensões das faces das paredes e foi colocada sobre a camada de chapisco. Depois foi aplicada outra camada de argamassa sobre a malha a cobrir, tendo em conta que não se atinja as arestas das faces da parede, deixando cerca de 1 cm de folga, para aquando do ensaio à compressão esta não seja diretamente comprimida. Por fim utilizou-se uma talocha para regularizar toda a área de reboco, como se pode verificar na Figura 5.12. Depois de terminada cada parede, estas foram devidamente limpas com o auxílio a uma esponja húmida, de modo a retirar o excesso de argamassa presente e a regularizar as imperfeições.



Figura 5.12: Aplicação do reforço de reboco armado.

Alguns dias antes do ensaio, todas as paredes foram pintadas com uma camada de tinta branca, para que fosse mais percetível observar o seu modo de rotura aquando do ensaio, como se verifica na Figura 5.13.



Figura 5.13: Pintura das paredes.

5.3.2 Sistema e procedimento de ensaio

O ensaio das paredes de alvenaria de BTC foi efetuado com base na norma EN1052-1. Esta norma específica 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 300 mm de comprimento e menos de 150 mm de largura, como foi no caso dos BTC e paredes em estudo. Assim as paredes apresentam uma dimensão de 2 blocos e meio por 7 blocos de altura.

Primeiramente, foi necessário regularizar o topo das paredes com uma argamassa de presa rápida para eliminar a saliência dos encaixes. Para isso, foram colocados folhas de jornal nos orifícios dos blocos para ficarem devidamente preenchidos, evitando que fiquem com argamassa. No caso das argamassas com reboco, só se colocou esta argamassa sobre os blocos, não tendo qualquer contacto com o reboco. Depois, fixou-se, com auxilio a serra-juntas, duas tábuas de madeira com cerca de 1 m de comprimento e 20 cm de largura em cada face principal da parede, de forma a criar uma cofragem para a colocação da argamassa. Estas tábuas devem sobressair cerca de 15 mm do topo da parede de forma a cobrir toda a saliência de encaixe dos BTC. Em seguida com recurso a um nível, verificou-se se as tábuas estavam devidamente niveladas, já que serviram de molde para a argamassa, e caso não estejam niveladas pode conduzir a um carregamento não uniforme. Preparou-se a argamassa num tabuleiro plástico, misturando areia, água e cimento de presa rápida. Com uma colher de trolha misturou-se a argamassa até apresentar um aspeto homogéneo. De seguida, aplicou-se a argamassa sobre toda a superfície de topo da parede. Para finalizar, utilizou-se uma talocha para regularizar a superfície da parede. Decorridos cerca de 30 minutos, retirou-se as tábuas de madeira, pois a argamassa de presa rápida já apresentava alguma resistência e consistência.

Pode-se verificar na Figura 5.14 uma parede com a argamassa de presa rápida já aplicada.



Figura 5.14: Colocação da argamassa de presa rápida.

Seguidamente a parede foi colocada no monta-cargas para ser transportada para o pórtico de ensaio. Com o auxílio a uma fita métrica e um fio-de-prumo, colocou-se a parede devidamente centrada com a célula de carga do pórtico, de modo a evitar qualquer excentricidade durante o ensaio. De forma a existir uma distribuição uniforme de cargas aplicadas, colocou-se um perfil metálico em H no topo da parede com aproximadamente 1 m de comprimento e 20 cm de altura e uma outra chapa de menores dimensões. No ensaio foi necessário aplicar também uma rótula, como se pode observar na Figura 5.15. Por último e por questões de segurança foram colocadas correntes nas extremidades do perfil metálico presas ao pórtico de ensaio, pois a parede poderia colapsar inesperadamente.



Figura 5.15: Colocação do perfil metálico e da rótula.

A norma EN1052-1 também recomenda a medição de deslocamentos verticais entre os terços da altura da parede com dois LVDT's espaçados de aproximadamente metade do comprimento da parede, em cada face principal. Assim colocou-se 2 LVDT's verticais, tal como diz a norma, com uma distância de 40 cm entre si que medem deslocamentos entre o meio da 2ª e a 6ª fiada. Optou-se também por medir os deslocamentos horizontais da parede com a colocação de 1 LVDT em cada uma das faces principais, colocados na 4ª fiada que medem distâncias com cerca de 40 cm. No caso das paredes com reboco, como não eram visível as fiadas, tentou-se colocar os LVDT's de igual modo. Em suma, foram colocados 6 LVDT's por parede, sendo 3 por face.

De igual forma aos prismas, os LVDT's foram suportados com umas chapas metálicas de suporte em forma de L, assim como os respetivos pratos através de umas abraçadeiras plástica e afixadas às paredes com recurso a cola. Na Figura 5.16 pode-se observar a preparação e disposição de todo o ensaio.



Figura 5.16: Sistema de ensaio das paredes montado.

Depois de preparado todo o ensaio, foi necessário medir todas as suas dimensões das paredes e a distância entre as chapas de suporte em L, para posteriormente, na análise de resultados, calcular a área de seção de carregamento e as extensões referentes a cada LVDT.

Quanto ao carregamento de ensaio, o pórtico utilizado possui uma capacidade de carregamento de aproximadamente 600 kN. Optou-se por utilizar um controlo de deslocamento de 1,3 μm/s, uma vez que este valor se aproxima de trabalhos efetuados anteriormente por Oliveira (2014). O ensaio foi parado quando o valor de carregamento após pico atinge entre 50 a 60% do valor máximo obtido.

5.3.3 Resultados obtidos

Nesta análise de resultados primeiramente apresenta-se os diferentes modos de rotura para o diferente tipo de paredes estudadas. De seguida é apresentado uma tabela dos resultados da resistência à compressão e os modos de elasticidade de acordo com a extensão ao longo do ensaio e as suas respetivas médias. Por fim são ilustrados curvas de tensão/extensão do ensaio

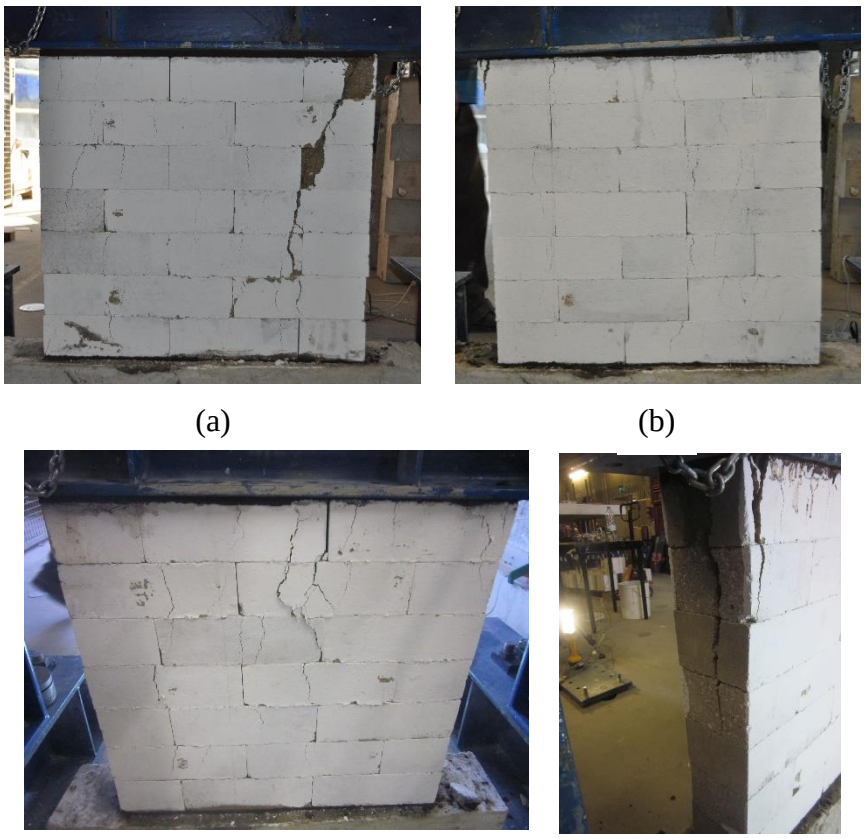
para cada parede. A metodologia de cálculo para todo o tipo de paredes é efetuado sempre da mesma forma.

5.3.3.1 Paredes sem reforço

Na Figura 5.17 apresenta-se o resultado final de fissuração das 3 paredes de junta seca sem reforço. Depois de terminado o ensaio, ao desmontar as paredes verificou-se que todas fendilhavam verticalmente meio, de acordo com a face lateral, como se observa na Figura 5.17 (d). Tal como nos prismas de junta seca, pode-se observar que a maioria das fendas presentes nas faces são maioritariamente verticais e que atravessam todos os blocos da parede, podendo afirmar que os esforços se transmitem entre os blocos de forma contínua.

A Figura 5.18 ilustra os modos de rotura das 3 paredes de junta argamassada não reforçadas. Como em casos anteriores, observa-se que as paredes começam a fissurar pelos cantos superiores tendo tendência a propagar-se para o centro da mesma. Em todas as paredes a fiada inferior permanece quase intacta. Tal como nas paredes de junta seca, as paredes começam a abrir verticalmente nas faces laterais, Figura 5.18 (d).

Na Tabela 5.3 verifica-se que as paredes com junta seca são as que obtêm menores valores de resistência à compressão comparando com as paredes de junta argamassada. Assim, novamente como nos prismas, demonstra-se que a introdução de argamassa de juntas nas paredes de BTC melhora o comportamento à compressão, uma vez que regulariza o contacto entre os BTC.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 5.17: Modos de rotura das paredes de junta seca sem reforço: (a) parede nº1; (b) parede nº3; (c) face da parede nº2; (d) lateral.

As paredes de junta seca sem reforço apresentam uma resistência à compressão média de 1,46 MPa, ou seja, cerca de 30% menor que a resistência de compressão média registada nos prismas de junta seca. Enquanto para as paredes de junta argamassada sem reforço apresenta valor médio de resistência à compressão de 2,04M Pa, ou seja, cerca de 35% menor que o valor de resistência de compressão média de prismas de junta argamassada. Comparando os valores de resistência à compressão de paredes de junta seca e paredes de junta argamassada, pode-se analisar que as paredes de junta argamassada conseguem resistir mais, cerca de 30% superior.

Em relação aos módulos de elasticidade medidos pelo atuador e pelos LVDT's, no caso de paredes de junta seca são bastante similares e foram calculados entre 20% e 50% da tensão máxima dos gráficos de tensão-extensão apresentados na Figura 5.19, enquanto para as paredes de junta argamassada esses módulos já são bastante distantes e foram calculados através de uma regressão linear entre 10% e 50% da tensão máxima dos gráficos de tensão/extensão apresentados na Figura 5.20.



(a) (b)



(c) (d)

Figura 5.18: Modos de rotura das paredes de junta argamassada sem reforço: (a) parede nº1; (b) parede nº2; (c) parede nº3; (d) face lateral.

Tabela 5.3: Resistência à compressão e módulo de elasticidade de paredes sem reforço

		Tensão máxima (MPa)	Módulo de elasticidade (atuador)	Módulo de elasticidade (LVDT's)
Junta seca	1	1,69	181,72	164,66
	2	1,39	145,85	168,97
	3	1,31	178,02	125,96
	Média	1,46	168,53	145,31
	COV (%)	14%	12%	16%
Junta argamassada	1	1,75	281,05	676,26
	2	1,96	319,45	1025,00
	3	2,41	427,35	1275,70
	Média	2,04	342,62	992,32
	COV (%)	17%	22%	30%

A Figura 5.19 e Figura 5.20 referem-se a curvas tensão-extensão das paredes ao longo do ensaio de compressão. Igualmente, são ilustrados gráficos para extensão medida pelo atuador e gráficos para extensão medida pelos LVDT's colocados nas faces principais das paredes. Neste caso foi medida também a extensão horizontal das paredes. Assim, nos gráficos medidos pelos LVDT's na parte do eixo positivo está representado a extensão vertical, sendo a média dos 4 LVDT's colocados verticalmente, enquanto na parte do eixo negativo está representado a extensão horizontal, que se referem à média dos 2 LVDT's colocados nas paredes horizontalmente.

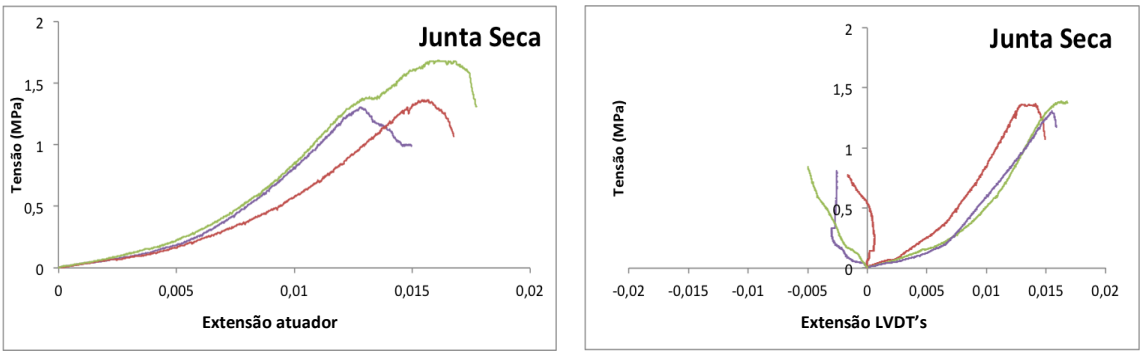


Figura 5.19: Gráficos de tensões/extensões para as paredes de junta seca sem reforço: extensão medida pelo atuador; extensão medida pelos LVDT's.

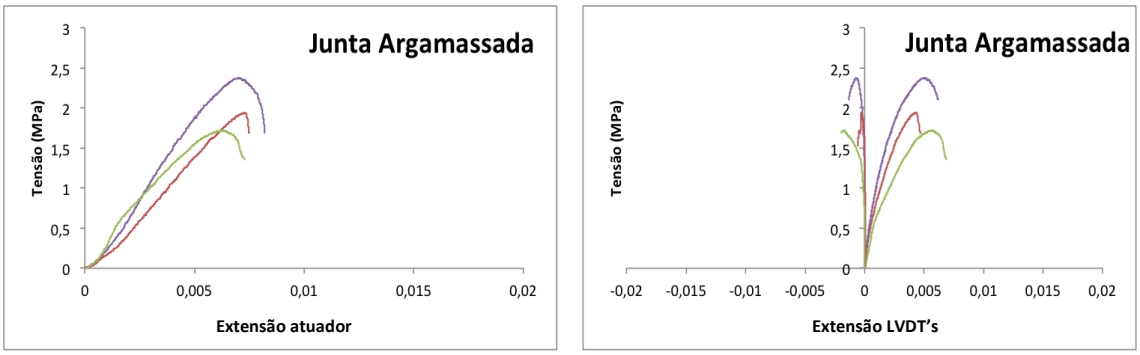


Figura 5.20: Gráficos de tensões/extensões para as paredes de junta argamassada sem reforço: extensão medida pelo atuador; extensão medida pelos LVDT's.

Nos gráficos de junta seca verifica-se que ambas as curvas apresentam uma fase de ajuste bastante longa, tal como referida nos gráficos de prismas de junta seca, já que ocorre durante o ensaio uma acomodação dos BTC nas juntas. Nos gráficos de junta argamassada o ajuste inicial da curva é quase inexistente, uma vez que tem argamassa entre as fiadas. Comparando os valores de extensão, os das curvas de junta seca apresenta valores mais elevados do que as curvas de junta argamassada.

5.3.3.2 Paredes de junta seca com reforço

Na Figura 5.21 é ilustrado os modos de rotura relativamente a cada parede com o reforço de varão embebido em argamassa. Pode-se verificar que o modo de rotura é bastante similar aos casos apresentado anteriormente, começando sempre a fissuração pelo um canto da zona superior da parede e alastrando-se para a zona central. Na parede nº 2 pode-se observar que houve um destacamento dos BTC na zona superior esquerda. Verifica-se que o varão no final do ensaio apresenta-se ligeiramente encurvado pois foi carregado verticalmente e fez com que esmagasse a argamassa envolvente bem como alguns BTC.

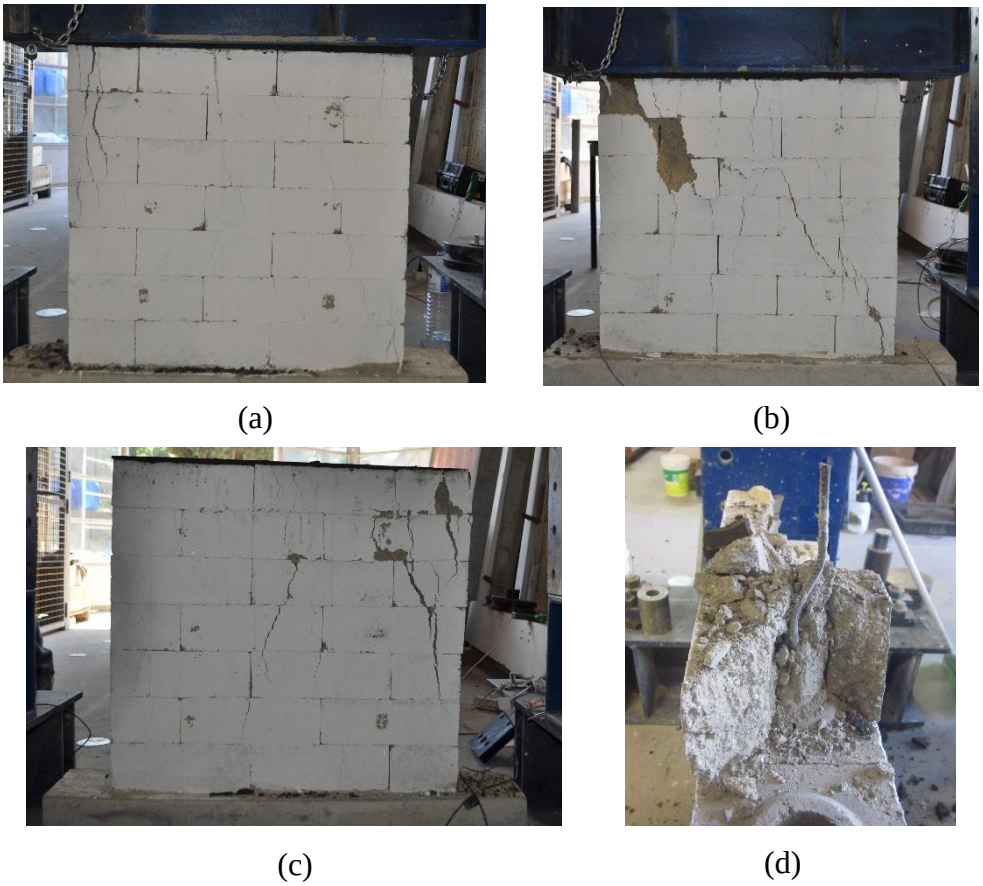


Figura 5.21: Modos de rotura das paredes de junta seca com reforço de varão: (a) parede nº1; (b) parede nº2; (c) parede nº3; (d) interior da parede.

A Figura 5.22 também ilustra paredes de junta seca com reforço, mas neste caso é um reforço de reboco armado. Ao longo do ensaio verificou-se que o reboco começava a descolar da parede, ver Figura 5.22 (d), fazendo com que os LVDT's colados ao reboco também caíssem.

Tal como nas paredes anteriormente estudadas, verifica-se que as paredes começam a fissurar pelos blocos dos cantos superiores e alastram-se para a zona central. Observa-se também que as fissuras são contínuas podendo concluir-se que os esforços se transmitem ao longo dos blocos, mesmo apresentando junta seca.

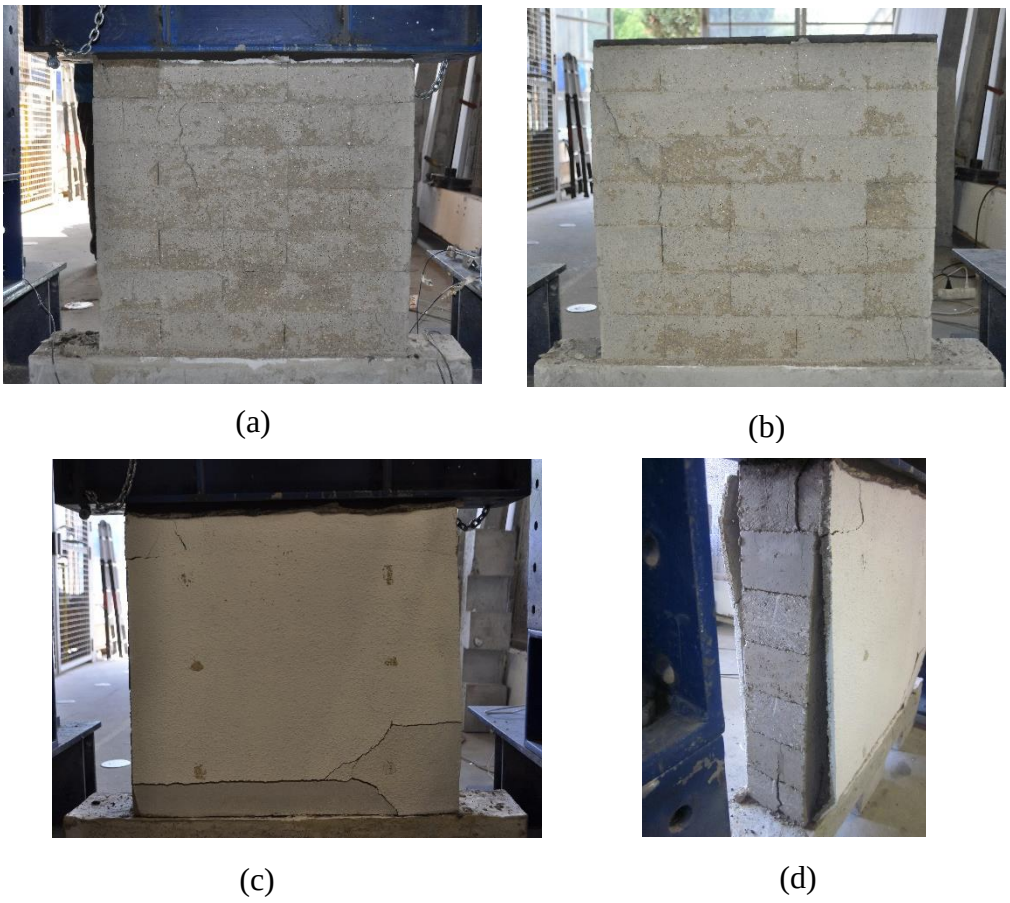


Figura 5.22: Modos de rotura das paredes de junta seca com reforço de reboco: (a) parede nº1; (b) parede nº2; (c) parede nº3; (d) face lateral.

Na Tabela 5.4 são apresentados os resultados do ensaio à compressão das paredes de junta seca reforçadas com varão e reboco. Pode-se analisar que as paredes reforçadas com varão resistem mais à compressão do que as paredes reforçados por reboco, em cerca de 10%, no caso de paredes de junta seca.

Quanto ao módulo de elasticidade, as paredes apresentam valores muito similares. No caso das paredes com reboco não foi possível calcular o módulo de elasticidade medidos pelos LVDT's devido ao reboco descolar da parede e fazer descolar os LVDT's.

Tabela 5.4: Resistência à compressão e módulo de elasticidade de paredes de junta seca com reforço.

		Tensão máxima (MPa)	Módulo de elasticidade (atuador)	Módulo de elasticidade (LVDT's)
Reforço de varão	1	2,26	179,62	158,33
	2	1,63	157,35	120,50
	3	2,10	178,89	198,50
	Média	2,00	172,29	178,42
	COV (%)	16%	8%	22%
Reforço de reboco	1	1,97	137,73	-
	2	2,15	254,27	-
	3	1,46	187,24	-
	Média	1,86	193,08	-
	COV (%)	19%	30%	-

Na Figura 5.24 estão representados os gráficos relativos às curvas de extensão medidas pelo atuador e pelos LVDT's para as paredes em questão. Analisando os gráficos apresentados verifica-se que em todos eles não é apresentado um ajuste inicial, ao contrário do que acontece nas paredes de junta seca sem reforço e os prismas de junta seca, em que se conclui que os reforços apresentados reduzem a deformabilidade inicial da parede.

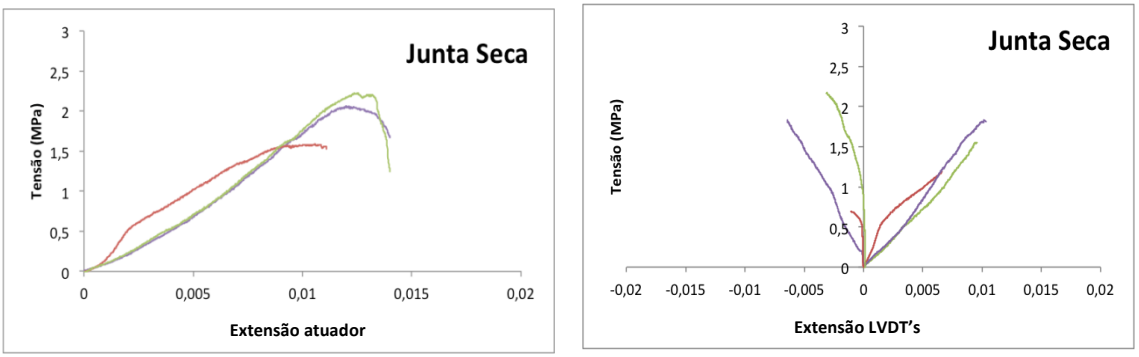


Figura 5.23: Gráficos de tensões/extensões para as paredes de junta seca com reforço de varão: extensão medida pelo atuador; extensão medida pelos LVDT's.

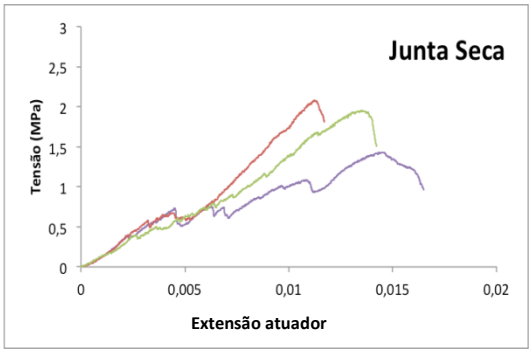


Figura 5.24: Gráfico de tensão/extensão para as paredes de junta seca com reforço de reboco: extensão medida pelo atuador.

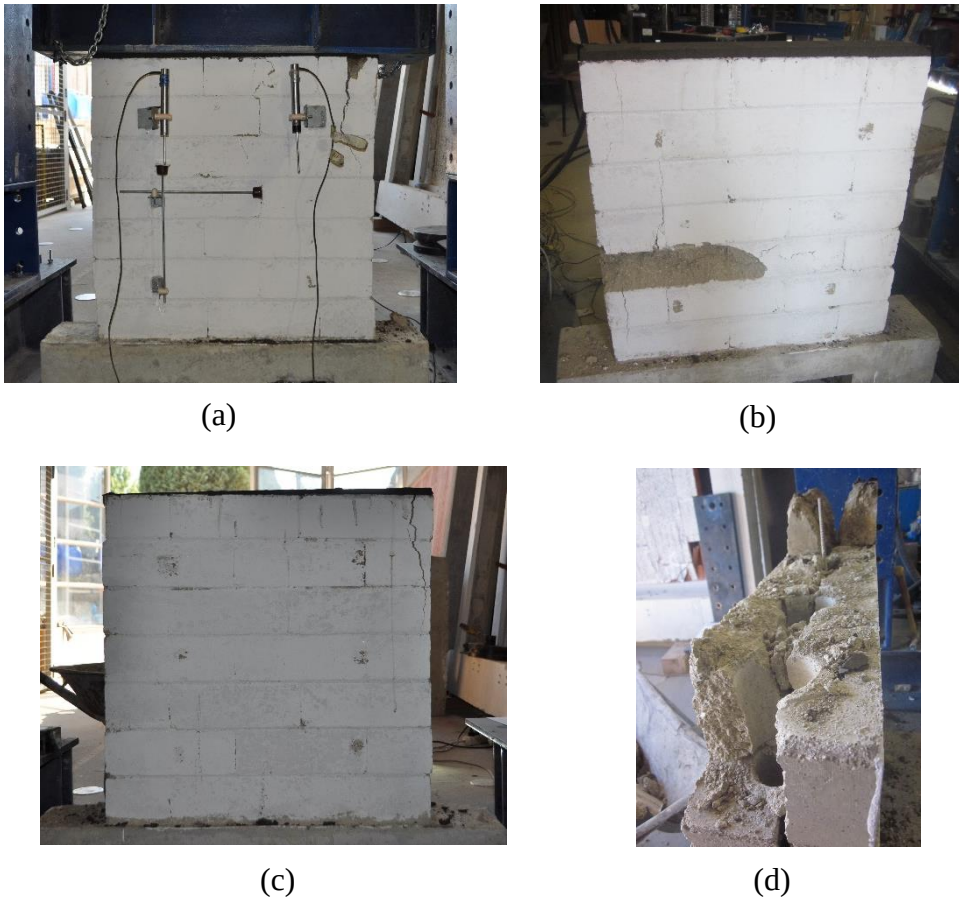
Para o caso da Figura 5.23 as curvas de extensão do atuador e as curvas da extensão dos LVDT's verticais são bastante similares. Pode-se analisar que as curvas da extensão horizontal dos LVDT's são consideráveis o que justifica a presença de várias fendas na diagonal.

A Figura 5.24 só apresenta as curvas para a extensão medida pelo atuador, pois os LVDT's colapsaram pouco depois do início do ensaio e não permitiram fazer a medição de extensão ao longo do ensaio. Pode-se verificar que existem várias variações de tensão ao longo da extensão devido ao reboco estar constantemente a descolar. Depois do reboco descolar totalmente o ensaio decorre normalmente até à rotura.

5.3.3.3 Paredes de junta argamassada com reforço

A Figura 5.25 ilustra os modos de rotura das 3 paredes de junta argamassada com varão de reforço embebido em argamassa. A maioria das fendas propagam-se na direção vertical com origem nos cantos superiores da parede e tendem a alastrar-se para a zona central, criando

fendas diagonais. Também existem fendas horizontais de pequenas dimensões na zona das juntas. Na Figura 5.25 (b) na 3ª fiada houve um pequeno destacamento dos BTC. Tal como nas paredes anteriores, as paredes tendem a abrir verticalmente nas faces laterais.



(a) (b)

(c) (d)

Figura 5.25: Modos de rotura das paredes de junta argamassada com reforço de varão: (a) parede nº1; (b) parede nº2; (c) parede nº3; (d) interior da parede.

Na Figura 5.26 são apresentados os modos de rotura das 3 paredes de junta argamassada com reforço de reboco armado. Pode-se observar que o reboco aplicado acaba por descolar da parede poucos minutos após o início do ensaio. Assim sendo, os LVDT's colados ao reboco deixam de fazer qualquer efeito, não sendo permitido analisar a extensão medida por eles.

Como em todos os casos apresentados, estas paredes também começam a fissurar pelos cantos superiores, sendo maioritariamente fissuras verticais. Também neste tipo de paredes, elas começam a abrir segundo as faces laterais.

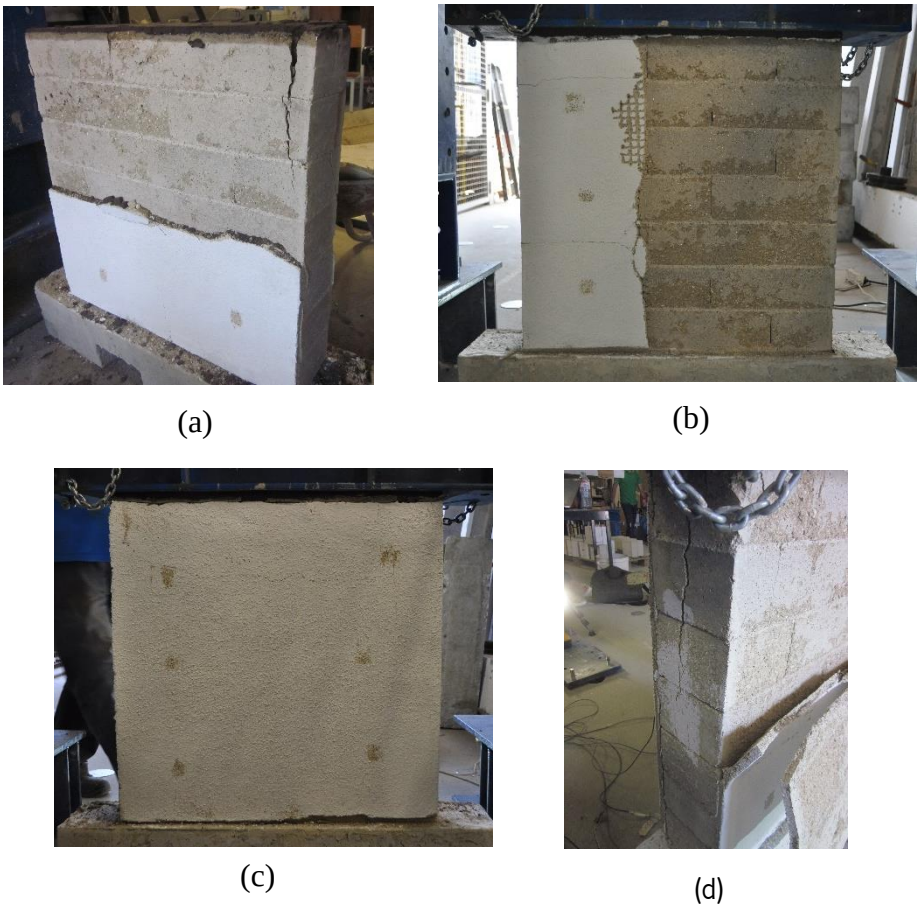


Figura 5.26: Modos de rotura das paredes de junta argamassada com reforço de reboco: (a) parede nº1; (b) parede nº2; (c) parede nº3; (d) face lateral.

Na Tabela 5.5 são apresentados os resultados do ensaio à compressão das paredes de junta argamassada reforçadas com varão embebido em argamassa e reboco armado, respetivamente. De acordo com os resultados obtidos, verifica-se que em média as paredes de junta argamassada reforçadas com varão resistem 2,74 MPa à compressão e as paredes de junta argamassada resistem 2,45 MPa. Assim, pode-se analisar que o reforço de varão é mais resistente à compressão do que o reforço de reboco armado para este tipo de paredes, em cerca de 10%.

Também neste caso das paredes com reboco não foi possível calcular o módulo de elasticidade medidos pelos LVDT's devido ao reboco armado descolar da parede.

Tabela 5.5: Resistência à compressão e módulo de elasticidade de paredes de junta argamassada com reforço

		Tensão máxima (MPa)	Módulo de elasticidade (atuador)	Módulo de elasticidade (LVDT's)
Reforço de varão	1	3,08	430,59	822,05
	2	2,57	352,52	609,63
	3	2,56	372,90	799,36
	Média	2,74	385,34	810,71
	COV (%)	11%	11%	14%
Reforço de reboco	1	2,43	418,70	-
	2	2,39	452,22	-
	3	2,53	482,43	-
	Média	2,45	451,12	-
	COV (%)	3%	7%	-

A Figura 5.27 e Figura 5.28 apresentam os gráficos relativos às curvas de extensão medidas pelo atuador e pelos LVDT's para as paredes de junta argamassada reforçadas. Na Figura 5.27 as curvas de extensão do atuador e as curvas da extensão dos LVDT's verticais são bastante similares. Pode-se verificar que as curvas da extensão horizontal dos LVDT's apresentam valores para a extensão bastante reduzidos, pois nos modos de rotura deste tipo de parede só aparece pequenas fendas horizontais nas juntas horizontais.

Na Figura 5.28 só é apresentado as curvas para a extensão medida pelo atuador, pois os LVDT's colapsaram pouco depois do início do ensaio e não permitiram medir a extensão ao longo do ensaio.

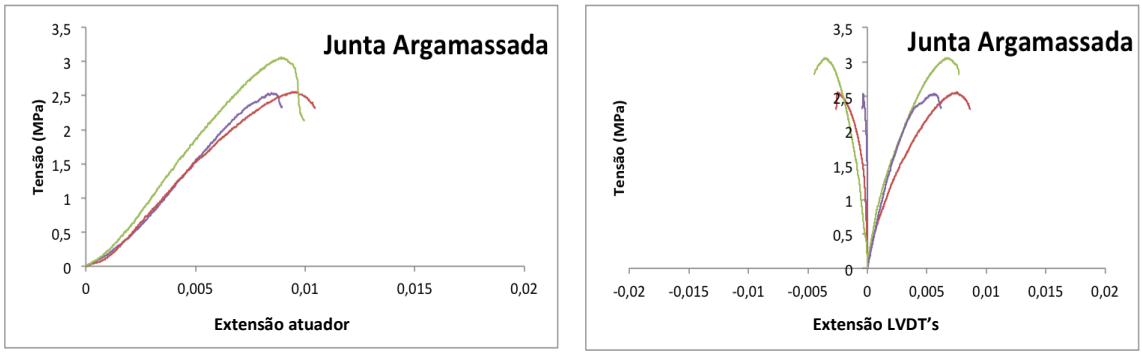


Figura 5.27: Gráficos de tensões/extensões para as paredes de junta argamassada com reforço de varão: extensão medida pelo atuador; extensão medida pelos LVDT's.

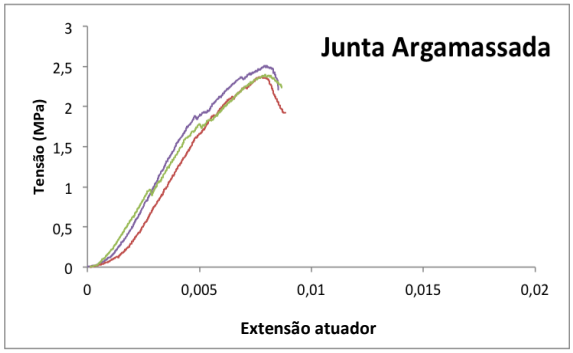


Figura 5.28: Gráfico de tensão/extensão para as paredes de junta argamassada com reforço de reboco: extensão medida pelo atuador.

5.3.3.4 Análise comparativa

De acordo com os ensaios realizados, pode-se concluir que a introdução de argamassa nas juntas horizontais melhora, consideravelmente, o seu comportamento à compressão axial.

Quanto à analise da influência de reforços em paredes de alvenaria de BTC, pode-se concluir que o reforço por varão apresenta um melhor comportamento do que o reforço de reboco, independentemente das paredes apresentarem junta seca ou junta argamassada. De acordo com todos os resultados obtidos, a presença de argamassa é melhor para o comportamento de paredes do que os reforços adotados, pois as paredes não reforçadas com junta argamassada resistem mais à compressão do que as paredes com junta seca reforçadas.

5.4 Ensaio à compressão diagonal de paredes em BTC

Em trabalhos realizados anteriormente por Ribeiro (2015) foram também ensaiadas paredes de alvenaria do mesmo tipo que as paredes estudadas anteriormente à compressão diagonal, utilizando a mesma mistura para argamassa, a mesma mistura para o fabrico de BTC e os mesmos reforços adotados. Assim, são apresentados de seguida na Tabela 5.6, os resultados obtidos relativos à compressão diagonal.

Tabela 5.6: Resistência à compressão diagonal e módulo de elasticidade de paredes de alvenaria por Ribeiro (2015).

		Tensão máxima (MPa)	COV (%)	Módulo de elasticidade de corte	COV (%)
Junta seca sem reforço	1	0,05	21%	8,19	21%
	2	0,04		5,37	
	3	0,06		7,74	
	Média	0,05		7,1	
Junta argamassada sem reforço	1	0,15	31%	250	10%
	2	0,30		202	
	3	0,27		230	
	Média	0,24		228	
Junta seca com reforço de varão	1	0,11	22%	30	29%
	2	0,07		49	
	3	0,11		31	
	Média	0,10		37	
Junta seca com reforço de reboco	1	0,28	10%	438	23%
	2	0,28		471	
	3	0,24		295	
	Média	0,27		401	
Junta argamassada com reforço de varão	1	0,223	40%	200	21%
	2	0,223		258	
	3	0,221		168	
	Média	0,22		208	
Junta argamassada com reforço de reboco	1	0,44	51%	-	-
	2	0,80		-	
	3	0,37		-	
	Média	0,58		-	

Neste caso de compressão diagonal, a influência da junta é novamente notória, as paredes de junta argamassada apresentam maior resistência à compressão diagonal do que as paredes de

junta seca. Mais uma vez, demonstram que a aplicação de argamassa nas juntas melhora o comportamento em componentes estruturais.

A influência do reforço também é notória, na medida em que as paredes com reforço de reboco apresentam maior resistência à compressão diagonal do que as paredes de reforço de varão, independentemente da influência da junta.

5.5 Considerações finais

Pode-se concluir que para elementos estruturais de BTC a aplicação de argamassa nas juntas horizontais melhora significativamente o seu comportamento mecânico, tal como se observa nos ensaios em prismas e em paredes de alvenaria em BTC.

Conclui-se também que em ensaios de compressão axial de paredes, o melhor método a adotar é a introdução de argamassa com reforço de varão embebido em argamassa. Por outro lado, em ensaios de compressão diagonal de paredes, o melhor comportamento que se verifica é a introdução de argamassa nas juntas com reboco armado.

Porém, para o caso das paredes com reforço de varão os valores podem não conduzir à realidade, uma vez que os varões foram rasados à parede, resultando com que durante o ensaio a força de compressão fosse aplicada diretamente sobre o varão. Para solucionar este problema seria melhor efetuar ensaios em paredes com o reforço de varão embebido em argamassa mas na sua construção cortar o varão com cerca de um 2 cm menor do que o comprimento da parede, proporcionando uma folga de 1 cm na base e uma folga de 1 cm no topo.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 Considerações Finais

Este capítulo tem por finalidade apresentar as principais conclusões a retirar deste trabalho. Para tal é importar retomar aos objetivos definidos no início deste trabalho, sendo eles: avaliar a adequabilidade do solo residual granítico da região do Minho, para a construção de alvenaria em BTC; otimizar a mistura utilizada para a construção em alvenaria em BTC com o solo residual; avaliar o comportamento e a influência de argamassa de junta em alvenarias estruturais de BTC quando sujeitas a esforços de compressão; avaliar o comportamento e a influência de reforço com varão em alvenarias estruturais de BTC quando sujeitas a esforços de compressão e avaliar o comportamento e a influência de reboco armado em alvenarias estruturais de BTC quando sujeitas a esforços de compressão.

De acordo com os ensaios laboratoriais para a caracterização do solo estudado no Capítulo 3, concluiu-se que o solo residual granítico da região Minho não é o mais adequado para a construção em BTC, pois é um solo maioritariamente constituído por areia, tendo apenas 8,6% de argila. Posto isto, foi importante aumentar a quantidade de finos a fim de contornar estas limitações, tendo-se utilizado 10% de cimento e 5% de caulino para a estabilização física e química do solo.

Para tentar otimizar a mistura de solo, caulino, cimento e água, foram elaboradas misturas com variação entre 0 e 15% de caulino, entre 0 a 15% de cimento e elaborados ensaios de Proctor para cada mistura a fim de conhecer qual a quantidade de água ótima. Com estas misturas foram construídos cilindros para serem ensaiados à compressão, ao módulo de elasticidade e à tração indireta. Com os resultados obtidos pode-se concluir que a adição de cimento é muito mais significativa do que a adição de caulino. Por sua vez a adição de caulino só prejudica as propriedades mecânicas, pois para ensaios realizados com 0% de caulino a resistência aos

ensaios elaborados foi sempre maior do que quando atuava o caulino. Assim, a melhor solução a adotar para a produção de BTC será de 15% de cimento e 0% de caulino.

Por uma questão de tempo e necessidade de produzir os BTC antes dos resultados da otimização da mistura estarem disponíveis, utilizou-se BTC com 10% de cimento e 5% de caulino, sendo que esta percentagem de cimento já garante uma boa resistência mecânica e a percentagem de caulino, como aumenta a percentagem de finos no solo, facilita o manuseamento no processo de produção. Estes BTC foram ensaiados à compressão uniaxial, foram utilizados para a construção de prismas com junta seca e junta argamassada, foram utilizados para a construção de paredes de alvenaria com junta seca, junta argamassada. Algumas das paredes foram reforçadas com reboco armado nas faces principais e com reforço de varão embebido no seu interior para serem também ensaiadas à compressão uniaxial. De acordo com os resultados obtidos com estes ensaios pode-se concluir que tanto para os prismas como para as paredes a influência da argamassa das juntas é significativa.

Quanto aos tipos de reforços adotados (reboco armado e varão embebido em argamassa) concluiu-se que segundo os ensaios realizados, o reforço de varão embebido em argamassa resiste mais à compressão do que o reforço de reboco armado. Porém, pensa-se que a melhor solução a adotar em componentes estruturais em BTC a nível de comportamento mecânico seria com juntas horizontais argamassadas e com os 2 tipos de reforço aplicados em simultâneo, incluindo a ancoragem transversal da malha de reforço.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Apresenta-se de seguida algumas propostas de trabalho a serem elaborados futuramente:

- Aplicação das misturas estudadas no capítulo 4 de otimização do material para produção de BTC e avaliação do comportamento mecânico para cada tipo de misturas em diferentes idades de cura;
- Correção e análise de ensaios à compressão uniaxial de paredes de alvenaria em BTC com varão de reforço, em paredes de junta seca e junta argamassada, deixando uma folga entre o varão e o topo da parede para que não haja contato direto com o varão;
- Ensaio à compressão uniaxial de paredes de alvenaria em BTC com argamassa de junta, com reforço de varão e com reboco armado em ambas as faces principais;

- Estudo da degradação de componentes estruturais em BTC sujeitas às condições climatéricas e a ensaios de degradação acelerados.

Referências Bibliográficas

Adam & Agib. (2001). Stabilised Earth Block Organization.

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

Carvalho, J. M. P. P., (2009). Construção em tabique na região de Trás-os-Montes e Alto Douro.

Célia Neves & Obede Borges Faria, (2011). Técnicas de construção com terra.

Charles, J., (2002). Ground Improvement: the Interaction of Engineering Science and Experience-Based Technology Ground and Soil Improvement. A. Raison, Institute of Civil Engineers, Thomas Telford.

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

Earth-auroville (2014): visualizado em www.earth-auroville.com.

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

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

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

Fabbri, G. T. P. F., (1994). Caracterização da fracção fina de solos tropicais através da absorção de azul de metileno. Universidade de São Paulo.

Fernandes, M. & Correia, M. (2005). Earth Architecture in Portugal.

Gomes, D., (2012). Construção sustentável em blocos de terra compactada.

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

HiLoTec (2012): HiLoTec - Development of a Sustainable Self-Construction System for Developing Countries (Final Report), University of Minho.

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

Lacouture, L., Bernal, C., Ortiz, J., & Vaalencia, D., 2007. Estudios de vulnerabilidade sísmica, rehabilitacion y refuerzo de casas en adobe y taipa pisada

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

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

Macedo, C., 2008. Research terra.

Manuel, M., Costa, C., & Ponte, D. A. (2012). Arquitetura de terra; o desenho para a durabilidade das construções.

Minke, G. (2011): Construction manual for earthquake-resistant houses built of earth, Basin.

NP 83, (1965). Densidade das partículas.

NP 143. (1969). Limites de consistência.

NP EN 13286-42, (2011). Misturas não ligadas e misturas tratadas com ligantes hidráulicos – parte 42: Método de ensaio para a determinação da resistência à tração indirecta para misturas tratadas como ligantes hidráulicos.

Oliveira, J., (2014). Comportamento mecânico de blocos de terra compactada ativados alcalinamente.

Ribeiro, A., (2015). Análise experimental do comportamento ao corte de paredes reforçadas em alvenaria de BTC.

Rigassi, V. (1985): Compressed earth blocks: manual of production, volume I, Deutsches Zentrum für Entwicklungstechnologien.

Rocha, M., (2006). Earth Architecture in Portugal - Arquitectura de Terra em Portugal. Taipa na arquitectura tradicional: técnica construtiva. Argumentum, pp. 22 – 26.

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

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

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

Sturm, T. M., Ramos, J. L. F. da Silva, & Lourenço, P. J. B. B. (2013). Characterization of dry-stack interlocking compressed earth block mansory.

Sturm, T. M., Ramos, J. L. F. da Silva, & Lourenço, P. J. B. B. (2014). Experimental characterization of dry-stack interlocking compressed earth block.

Torgal, F., Jalali, S., (2011).. Construção em Terra: Algumas Considerações sobre a Selecção de Solos.

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

Useche, I., (2006). Experiência Construtiva, Bloque de Tierra Compactada (BTC) y Estabiliazdos com Cemente. Universidad Nacional Experimental deç Táchira, Decanato de investigación Edifício B Sector Paramillo.

[1] http://www.periodicodecrecimientopersonal.com/el-palacio-de-potala-morada-eterna-del-dalai-lama

[2] http://www.archdaily.com/771154/the-manhattan-of-the-desert-shibam-yemens-ancient-skyscraper-city

[3] http://www.hotelruralmontual.com/recursos/paginas/entorno.php

[4] http://baudopermacultor.blogspot.pt/2011/05/adobe.html

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