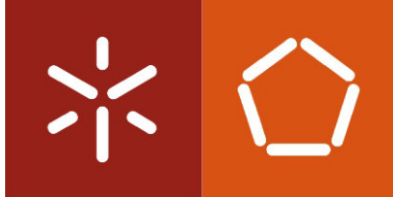


**Universidade do Minho**  
Escola de Engenharia

Ana Margarida Ferreira Ribeiro

**Análise experimental do comportamento  
ao corte de paredes reforçadas em  
alvenaria de BTC**





**Universidade do Minho**  
Escola de Engenharia

Ana Margarida Ferreira Ribeiro

**Análise experimental do comportamento  
ao corte de paredes reforçadas em  
alvenaria de BTC**

Dissertação de Mestrado  
Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Trabalho Efetuado sob a orientação do  
**Professor Doutor José Luís Ferreira Silva Ramos**  
e do  
**Professor Doutor Ricardo Filipe Mesquita Mateus**

## DECLARAÇÃO

Nome: Ana Margarida Ferreira Ribeiro

Título dissertação: Análise experimental do comportamento ao corte de paredes reforçadas em alvenaria de BTC

Orientador (es): Professor Doutor José Luís Ferreira Silva Ramos

Professor Doutor Ricardo Filipe Mesquita Mateus

Ano de conclusão: 2015

Designação do Mestrado: Mestrado Integrado em Engenharia Civil

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

Universidade do Minho, \_\_\_\_ / Outubro / 2015

Assinatura: \_\_\_\_\_

## Agradecimentos

Apesar deste trabalho ser um trabalho a nível pessoal, a concretização da minha dissertação não seria possível sem a contribuição de inúmeras pessoas, que de várias formas contribuíram para tornar este trabalho possível.

Ao meu orientador, Professor Luís Ramos, pelo entusiasmo na partilha de conhecimento, disponibilidade e atenção que sempre demonstrou para qualquer esclarecimento e sobretudo por acreditar em mim e nas minhas convicções. Ao meu co-orientador, Professor Ricardo Mateus pela atenção e apoio prestado. A ambos agradeço tudo o que me ensinaram enquanto professores, e pelo exemplo de profissionalismo e conselhos durante a realização do trabalho.

Aos meus colegas mais recentes, companheiros da terra, Doutor Rui Silva e Engenheiro Edgar Soares agradeço pela disponibilidade de qualquer esclarecimento, e por toda a ajuda e partilha de conhecimento prestado ao longo do trabalho.

Aos técnicos do laboratório do Departamento de Engenharia Civil que de forma ou de outra, contribuíram para a realização deste trabalho, em especial, aos Técnicos do laboratório José Gonçalves, António Matos e Cesar e ao Engenheiro Marco Jorge, por o apoio incentivo, boa disposição e disponibilidade dispensada.

Agradeço aos meus amigos e colegas de curso, pelas trocas de ideias e palavras de incentivo ao longo de todo o curso. Em especial à Isabel pela cumplicidade e lealdade durante todo o curso, e ao Augusto por todo o apoio e incentivo e disponibilidade dispensada na realização deste trabalho.

Agradeço a toda a minha família em especial aos meus pais, pela paciência nos momentos mais difíceis, pelo apoio incondicional e pelo amor, sem eles nada seria possível.

Por ultimo um agradecimento muito especial ao Ricardo, pelo carinho e apoio demonstrado durante todo o curso, pelo incentivo e compreensão nos momentos mais difíceis.

A todos agradeço e dedico o resultado deste trabalho.



## Resumo

A construção em terra é uma técnica utilizada em todo o mundo. É uma solução que apresenta diversas vantagens quando comparada com soluções construtivas, nomeadamente um baixo valor de energia incorporada, bom desempenho térmico e acústico, elevada resistência ao fogo e custo relativamente baixo. Sendo ainda muito versátil na medida que permite a utilização de várias técnicas, entre elas a alvenaria de blocos de terra compactada (BTC).

O BTC é uma melhoria da técnica de adobe e consiste em compactar mecanicamente terra num molde para diminuir a porosidade e aumentar a resistência do material. Apesar disso, uma das limitações é a diminuta adequabilidade dos solos disponível localmente e a vulnerabilidade das construções perante um sismo. Estudos anteriormente realizados avaliam a possibilidade de produzir BTC com solo residual da região do Minho, em Portugal, e constaram que é necessário utilizar um estabilizador, cimento ou cal, em pequenas percentagens (5-10%) .

De forma a dar desenvolvimento a investigações anteriores, neste trabalho realizou-se uma campanha experimental que define pontos importante, tais como a caracterização do solo, a caracterização mecânica dos BTC estabilizados, e desenvolvimento de duas argamassas de terra, uma para assentamento e preenchimento e outra utilizada como reboco. Seguidamente foram ensaiados prismas e paredes ao corte. De forma a avaliar a influência das argamassas no comportamento deste tipo de alvenaria, os prismas e as paredes foram construídos e ensaiados com junta seca e com argamassa de junta desenvolvida no estudo.

Dos ensaios à compressão diagonal de alvenaria de BTC, obteve-se que a melhor metodologia de construção é a alvenaria de junta argamassada, estes ensaios foram complementados com reforço estrutural, permitiram concluir dos dois reforços utilizados o que apresenta melhor resistência e menor fissuração é o reforço com reboco armado.

**Palavras-chave:** BTC; argamassas de terra; resistência à compressão; resistência ao corte; solo residual granítico;





## Abstract

The earth construction is worldwide technique. It is a solution that has several advantages when compared with other construction solutions, namely in the low production involved, good thermal and acoustic performance, high fire resistance and relatively low cost. It is also very versatile because allows the use of various techniques, including compressed earth block (CEB) to produce masonry walls.

The CEB is an improvement of the adobe technique. The main idea is to mechanically compact earth into a mold to reduce the porosity and increase the strength of the material. Despite this, one limitation is the tiny suitability of locally available soils and the buildings' vulnerability to earthquakes. Previous studies were carried out to evaluate the possibility to produce CEB with residual soils from Minho region, Portugal, and concluded that one must use a stabilizer, which may be the cement or lime, in small percentages (5-10%).

To proceed with previous investigations, on work was carried out an experimental campaign defining important points, such as the characterization of soil, the stabilized CEB's mechanical characterization, and the development of two mortars, one for laying and infill and other used for plasters. Afterwards, prisms and walls were tested in shear. In order to evaluate the influence of mortar joints in the behavior of this type of masonry, prisms and wallets were constructed and tested with dry and mortar joints walls.

From tests CEB's masonry diagonal compression yielded the best construction methodology is grouted joint of masonry, these tests were supplemented by structural reinforcement, allowed to conclude the two reinforcements used which has better resistance and less cracking is enhanced with reinforced plaster.

**Keywords:** CEB; Earth mortars; compressive strength; shear strength; granite residual soil;



## Simbologia

BTC	Bloco de terra compactada
AI	Argamassa de assentamento/preenchimento
AR	Argamassa de reboco
JS	Junta Seca
JA	Junta Argamassada
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
UNESCO	United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization
mm	Milímetro
cm	Centímetro
m	Metro
g	Gramas
kg	Quilograma
N	Newton
kN	QuiloNewton
MPa	MegaPascal
μm	Micrómetro
W	Parede
W_R1	Parede reforçada R1
W_R2	Parede reforçada R2
W_M_R1	Parede de junta argamassada com reforço R1
W_M_R2	Parede de junta argamassada com reforço R2
R1	Reforço com varão embebido em argamassa
R2	Reforço com reboco armado



# Índice

Agradecimentos .....	iii
Resumo .....	v
Abstract.....	vii
Simbologia.....	ix
Índice .....	xi
Índice de Tabelas .....	xvii
Índice de Figuras .....	xix
Capítulo 1 - Introdução.....	1
1.1. Motivação .....	3
1.2. Objetivos.....	3
1.3. Metodologia.....	5
1.4. Organização do documento .....	6
Capítulo 2 - A construção em terra.....	9
2.1. Introdução.....	11
2.2. Vantagens e desvantagens da construção em terra.....	14
2.2.1. Vantagens: .....	14
2.2.2. Desvantagens:.....	15
2.3. Principais técnicas construtivas .....	16
2.3.1. Taipa .....	17
2.3.2. Tabique .....	18

2.3.3. Adobe .....	19
2.3.4. Blocos de Terra Compactada.....	20
2.4. Argamassas à base de terra .....	21
2.4.1. Argamassas de reboco .....	23
2.4.2. Argamassa de assentamento .....	23
2.5. As construções em terra e os Sismos.....	24
2.5.1. Modos de rotura e danos associados a ação sísmica em construção em terra .....	25
2.5.2. Técnicas de reforço sísmico em BTC.....	27
2.5.3. Estudos anteriores com BTCs .....	32
2.6. Sistema de reforço adotado.....	39
2.7. Considerações finais .....	40
Capítulo 3 - Caraterização dos materiais .....	41
3.1. Introdução.....	43
3.2. Descrição dos materiais utilizados .....	43
3.3. Solo utilizado.....	43
3.3.1. Análise Granulométrica.....	44
3.3.2. Limites de consistência.....	47
3.3.3. Ensaio equivalente de areia .....	48
3.3.4. Ensaio azul-de-metileno .....	49
3.3.5. Ensaio de Proctor.....	50
3.4. Estabilização do solo adotada.....	53

3.5. Resistência à compressão de cilindros.....	54
3.5.1. Resultados obtidos.....	55
3.6. Desenvolvimento das argamassas de terra .....	57
3.6.1. Formulação das misturas .....	57
3.7. Resistência à tração por flexão e à compressão.....	61
3.7.1. Preparação dos provetes .....	61
3.7.2. Procedimento de ensaio .....	62
3.7.3. Resultados obtidos.....	64
3.8. Ensaio à compressão de cilindros e determinação do módulo de elasticidade.....	66
3.8.1. Preparação dos provetes .....	67
3.8.2. Procedimento de ensaio .....	67
3.8.3. Resultados obtidos.....	70
3.9. Ensaio de espalhamento .....	59
3.9.1. Procedimento de ensaio .....	60
3.9.2. Resultados obtidos.....	60
3.10. Levantamento de redes existentes no mercado.....	73
3.10.1. Ensaio à tração da rede Cintaflex® .....	76
3.11. Ensaios de arrancamento de armaduras.....	79
3.11.1. Configuração de ensaio .....	79
3.11.2. Análise dos resultados .....	81
3.12. Considerações finais.....	84

Capítulo 4 - Caracterização de BTC e ensaios de prisma e blocos .....	87
4.1. Introdução .....	89
4.2. Características dos BTC .....	89
4.3. Processo de fabrico dos BTC.....	90
4.3.1. Preparação dos materiais .....	90
4.3.2. Peneiração do solo .....	91
4.3.3. Preparação da mistura.....	92
4.3.4. Prensagem dos BTC .....	92
4.3.5. Processo de cura .....	93
4.4. Ensaio de Compressão em BTCs .....	93
4.4.1. Procedimento de ensaio .....	94
4.4.2. Resultados obtidos e discussão.....	95
4.5. Ensaio ao corte em prismas de BTCs .....	97
4.5.1. Processo de construção .....	97
4.5.2. Sistema e procedimento de ensaio.....	99
4.5.3. Discussão de resultados .....	102
4.6. Considerações finais .....	112
Capítulo 5 - Ensaio à compressão diagonal .....	113
5.1. Introdução .....	115
5.2. Processo de construção das paredes .....	115
5.3. Sistema e procedimento de ensaio .....	117



5.4. Resultados obtidos para as paredes de referência.....	120
5.4.1. Resultados de paredes de junta seca não reforçadas.....	122
5.4.2. Resultados de paredes com junta argamassada não reforçadas .....	125
5.5. Metodologia de reforço adotadas .....	127
5.5.1. Resultados de paredes de junta seca com reforço R1 .....	131
5.5.2. Resultados de paredes de junta seca com reforço R2 .....	133
5.5.3. Resultados de paredes de junta argamassada com reforço R1 .....	136
5.5.4. Resultados de paredes de junta argamassada com reforço R2 .....	139
5.6. Análise comparativa de resultados .....	146
5.7. Análise económica.....	149
Capítulo 6 - Considerações finais e desenvolvimentos de trabalhos futuros .....	155
6.1. Considerações finais .....	157
6.1.1. Desenvolvimentos futuros .....	161
Referências Bibliográficas.....	163
Anexo I – Sistema Único de Classificação dos Solos, USCS .....	171
Anexo II – Estimativa dos valores para alvenaria de BTCs com os reforços estudados.....	175



## Índice de Tabelas

Tabela 1: Técnicas construtivas utilizadas (Houben & Guillard, 2008). .....	16
Tabela 2: Classes de resistência à compressão para argamassas segundo IPQ NP EN998-1, (2013). .....	22
Tabela 3: Modos de rotura provocados pela ação sísmica na construção em terra(Lacouture et al., 2007). .....	26
Tabela 4: Resultados obtidos por Strurm et al., (2013) .....	33
Tabela 5: Formulação das misturas e respetivas resistência à compressão (Useche, 2006) ....	33
Tabela 6: Resultados das paredes após o ensaio (Dowling et al., 2005). .....	38
Tabela 7:Sistema de reforço adotado.....	39
Tabela 8: Percentagem da curva granulométrica.....	45
Tabela 9: Resultados obtidos pelo ensaio de Limite de consistência. ....	48
Tabela 10: Atividade dos argilo-minerais em função do coeficiente de atividade (Fabbri, 1994). .....	50
Tabela 11: Resultados obtido pelo ensaio de Proctor.....	52
Tabela 12: Composição da mistura de BTC. ....	54
Tabela 13: Resultados máximos dos ensaios à compressão e módulo de elasticidade (Carvalho, 2015). .....	56
Tabela 14: Formulação das Propostas .....	58
Tabela 15: Resultados médios dos ensaios à flexão e à compressão. ....	64
Tabela 16: Resultados obtidos da formulação proposta por (Veiga, 2007). ....	66
Tabela 17: Resultados obtidos para o ensaio de compressão e de módulo de elasticidade dos cilindros de argamassa.....	71
Tabela 18: Resultados obtidos no ensaio de espalhamento. ....	60
Tabela 19:Resultado da pesquisa de redes existentes no mercado. ....	74
Tabela 20: Diferentes comprimentos de amarração no ensaio de arrancamento. ....	80
Tabela 21: Tabela dos resultados principais obtidos no ensaio de arrancamento. ....	82
Tabela 22: Propriedades dos BTC .....	90
Tabela 23: Composição da mistura de BTC.....	90
Tabela 24: Resistência mecânica da construção em terra (Lourenço 2002). .....	95
Tabela 25: Características de resistência mecânica dos BTCs. ....	96
Tabela 26: Resultados para o ensaio de corte dos prismas com junta seca .....	102
Tabela 27: Resultados para ensaio de corte dos prismas com junta argamassada .....	107

Tabela 28: Tabela de resultados de ensaio à compressão de prismas proposto por (Carvalho, 2015).....	110
Tabela 29 - Nomenclatura utilizada para as técnicas de construção. ....	122
Tabela 30: Resultados das propriedades mecânicas das paredes de junta seca sem reforço..	124
Tabela 31: Resultados das propriedades mecânicas das paredes de junta argamassada sem reforço.....	126
Tabela 32: Resultados das propriedades mecânicas das paredes de junta seca com o reforço R1. ....	132
Tabela 33: Resultados das propriedades mecânicas das paredes de junta seca com o reforço R2. ....	135
Tabela 34: Resultados das propriedades mecânicas das paredes de junta argamassada com o reforço R1. ....	138
Tabela 35: Resultados das propriedades mecânicas das paredes de junta seca com o reforço R2. ....	141
Tabela 36: Tabela de resultados de ensaio à compressão de paredes de alvenaria proposto por (Carvalho, 2015).....	143
Tabela 37: Resultados dos valores médios obtidos dos ensaios à compressão diagonal. ....	146
Tabela 38: Resultados da compressão de diferentes tipos de alvenaria. ....	147
Tabela 39: Resumo da estimativa dos custos das paredes em estudo. ....	150
Tabela 40: Estimativa de custos das paredes de alvenaria tradicional. ....	150
Tabela 41: Parâmetros de comparação entre a alvenaria de BTCs e alvenaria tradicional. ....	152
Tabela 42: Tabela resumo dos resultados obtidos para o ensaio de corte de prismas.....	159
Tabela 43: Resultados dos valores médios obtidos dos ensaios à compressão diagonal. ....	160

## Índice de Figuras

Figura 1: Palácio de Potala [1] .....	11
Figura 2: Troço da Grande Muralha da china construída em Taipa [2] .....	11
Figura 3: Construção em terra na cidade de Shibem, Iémen (Helfritz, 1937).....	12
Figura 4: Distribuição da construção em terra no mundo (Manuel, Costa, & Ponte, 2012) ....	12
Figura 5: Mapa mundial dos níveis de pluviosidade (Manuel et al., 2012) .....	13
Figura 6: Distribuição geográfica das construções tradicionais Portuguesas em terra: a) Taipa; b) Adobe; e c) Tabique (Fernandes, M. & Correia, 2005) .....	14
Figura 7: Técnicas de construção em terra de acordo com (Houben & Guillard, 2008). .....	17
Figura 8: Diferentes compactadores: (a) compactadores manuais de madeira ou metal; (b) compactadores pneumáticos (Manuel et al., 2012).....	17
Figura 9: Adega La Raia em Itália (Manuel et al., 2012).....	18
Figura 10: Casa em Luanda (Manuel et al., 2012) .....	18
Figura 11: Construção em tabique [3] .....	19
Figura 12: Secagem de abobes [4].....	19
Figura 13: Prensa manual e BTC maciço (Senf, 2006) .....	20
Figura 14: Prensa automatizada (Oliveira, 2014).....	20
Figura 15: Mapa de distribuição geológica da construção em terra (Manuel et al., 2012) .....	24
Figura 16: Mapa da atividade sísmica a nível mundial (Manuel et al., 2012).....	25
Figura 17: Fundação realizada em lintel de betão e aberturas ((Parisi et al., 2013).....	28
Figura 18: Representação da cunha reforçado com blocos pedra com reentrâncias. ....	28
Figura 19: Chonometry Tower na Suíça, (Cimino, (2012)). .....	29
Figura 20: Colocação de argamassa e varões de aço[7] .....	30
Figura 21: Colocação de elementos verticais[8].....	30
Figura 22: Reforço interno e externo com elementos verticais e horizontais (Cruz, (2010)) ..	30
Figura 23: Malha a aplicar [5] .....	31
Figura 24: Aplicação da malha [5] .....	31
Figura 25: Esquema de aplicação da tela em aço inox (Fonte: adaptado de ACIS).....	31
Figura 26: Rede de Juta [6].....	32
Figura 27: Rede de fibra de vidro [6] .....	32
Figura 28: Esquema de ensaio e resultados do ensaio (Varum et al., 2006) .....	34
Figura 29: Esquema geral da parede (Blondet et al., 2004) .....	35
Figura 30: Ensaio do muro com reforço exterior de geomalha (Blondet et al., 2004).....	36

Figura 31: Modelo reforço com malha exterior de plástico (Torrealva & Vargas, 2005).....	36
Figura 32: Curva granulométrica obtida com processo de sedimentação .....	45
Figura 33: Curva granulométricas do solo e adequabilidade para construção em terra: (a) fuso granulométrico proposto do Viana da Fonseca (1996); (b) fuso granulométrico posposto por Houben & Guillaud (1994); (c) fuso granulométrico proposto por LNEC (1953). .....	46
Figura 34: Gráfico do ensaio de limite de liquidez. ....	47
Figura 35: Ensaio de azul-de-metileno: (a) Agitação da água destilada durante 5 minutos; (b) Verificação da saturação atingida;.....	49
Figura 36: Ábaco para a caracterização do grau de atividade de fração argilosa dos solos (Fabbri, 1994).....	50
Figura 37: Compactador: (a) Proctor pesado; (b) Proctor leve; .....	51
Figura 38: Procedimento de ensaio de compactação de Proctor .....	51
Figura 39: Resultados obtidos pelos ensaios de Proctor. ....	52
Figura 40: Gráfico tensão/extensão dos provetes cilíndricos à compressão .....	55
Figura 41: Representação da deformação do provete (Carvalho, 2015). ....	56
Figura 42: Fabrico dos provetes de análise e inspeção visual: a) aplicação de argamassa de injeção b) aplicação da argamassa de reboco. ....	58
Figura 43: Aparecimento de fissuração nos provetes após algum tempo de cura: (a) Aplicação da argamassa de assentamento/preenchimento AI-2 e AI-3; (b) Aplicação da argamassa de reboco AR-1. ....	59
Figura 44: Preparação do solo para a mistura: a) Granulometria grossa; b) Granulometria utilizada para mistura; c) Peneiros utilizados; e d) Solo preparado para a mistura.....	61
Figura 45: Preparação dos provetes de argamassa: a) Preparação da mistura em fase seca; b) Preparação da mistura de fase seca + fase líquida; (c) Colocação da argamassa nos moldes; d) Processo de cura. ....	62
Figura 46: Preparação de prismas: a) Identificação dos provetes; b) pesagem dos provetes; c) medição do provete; .....	62
Figura 47: Esquema de ensaio de flexão em três pontos em prismas.....	63
Figura 48: Ensaio de prismas de argamassa: a) ensaio de flexão em três pontos; b) ensaio de compressão. ....	63
Figura 49: Gráfico da evolução da resistência à tração por flexão dos prismas de argamassa com a evolução da idade de cura. ....	65
Figura 50: Gráfico de resistência à compressão dos prismas de argamassa.....	65

Figura 51: Processo de fabrico dos cilindros: (a) Colocação de óleo descofrante; (b) Colocação de mistura; (c) Provetes desmoldados. ....	67
Figura 52: Regularização dos provetes cilíndricos: a) Irregularizações presentes nos provetes; b) Regularização dos provetes cilíndricos; c) Regularização de uma das faces; e d) Regularização e numeração dos provetes. ....	68
Figura 53: Exemplo de esquema de carregamento para determinação do módulo de elasticidade .....	69
Figura 54: Esquema de ensaio para determinar o módulo de elasticidade dos cilindros de argamassa.....	69
Figura 55: Esquema de ensaio para determinação da resistência à compressão das argamassas. ....	70
Figura 56: Resistência à compressão dos cilindros de argamassa.....	71
Figura 57: Módulo de elasticidade dos cilindros de argamassa. ....	72
Figura 58: Modos de rotura mais comuns dos ensaios à compressão: a)Argamassa de assentamento/preenchimento; b)argamassa de reboco. ....	72
Figura 59: Modos de rotura mais comuns do ensaio ao módulo de elasticidade nos cilindros: a)argamassa de assentamento/preenchimento; b)argamassa de reboco. ....	73
Figura 60: Ensaio de espalhamento: (a) compactação da argamassa; (b) espalhamento da argamassa; (c) medição do diâmetro. ....	60
Figura 61: Esquema de ensaio .....	76
Figura 62: Direções ensaiadas: a) Direção transversal; b) Direção Longitudinal; e c) Direção Diagonal; .....	77
Figura 63:Gráficos da relação força extensão da direção transversal. ....	78
Figura 64: Gráficos da relação força extensão na direção longitudinal. ....	78
Figura 65: Gráficos da relação força extensão na direção diagonal. ....	78
Figura 66: Modos de rotura do ensaio à tração: (a) Direção transversal; (b) Direção longitudinal; (c) Direção diagonal. ....	79
Figura 67: Preparação dos provetes.....	80
Figura 68: Ensaio de arrancamento: a) Esquema de ensaio; e b) Pormenor de amarra utilizada (c) Colocação dos LVDT.....	81
Figura 69: Gráfico força/deslocamento dos ensaios de arrancamento do varão com 6mm de diâmetro com diferentes ancoragens. ....	82
Figura 70: Modos de rotura de ensaio ao arrancamento: (a) e (b) Comprimento de amarração de 300mm; e (c) e (d) Comprimento de amarração de 500mm.....	83

Figura 71: Comprimento de amarração necessário. ....	84
Figura 72: Dimensões do bloco utilizado em mm: a) vista em perspectiva; b) visualização de encaixes; (c) vista superior.....	89
Figura 73: Preparação do solo. ....	91
Figura 74: Processo de peneiração. ....	91
Figura 75: Preparação da mistura: a) fase seca (solo + cimento + caulino); b) adição de água; e c) colocação da mistura em baldes para prensar.....	92
Figura 76: Prensa utilizada para o processo de fabrico dos BTC. ....	92
Figura 77: Colocação de película aderente e armazenamento de BTC. ....	93
Figura 78: (a) e (b) Medição dos BTCs; (c) Colocação do provete na máquina de ensaio; .....	94
Figura 79: Gráfico de Tensão-extensão dos BTC. ....	96
Figura 80: Modos de rotura típicos dos BTC. ....	96
Figura 81: Processo de construção dos prismas. ....	98
Figura 82: Prismas de BTC pintados.....	99
Figura 83: Esquema de ensaio dos prismas: (a) desenho esquemático da vista de frente e numeração dos LVDT; (b) desenho esquemático da vista por de trás e numeração dos LVDT (c) imagem real do ensaio.....	100
Figura 84: gráfico da relação entre a resistência ao corte e o nível de tensão de compressão para os prismas com junta seca. ....	103
Figura 85: Gráficos tensão corte- Deslocamento axial para os prismas de junta seca. ....	103
Figura 86: Gráfico de relação entre deslocamento axial e deslocamento de corte com prismas de junta seca. ....	104
Figura 87: Relação entre a dilatação e a tensão de compressão para prismas de junta seca. ....	105
Figura 88: Modo de rotura dos prismas de junta seca com nível de compressão de 0,075 MPa. ....	105
Figura 89: Modo de rotura dos prismas de junta seca com nível de compressão de 0,15 MPa. ....	106
Figura 90: Modo de rotura dos prismas de junta seca com nível de compressão de 0,30 MPa ....	106
Figura 91: Gráfico da relação entre a resistência ao corte e o nível de tensão de compressão para os prismas com junta argamassada. ....	107
Figura 92: Gráficos tensão de corte- Deslocamento axial para os prismas com junta argamassada.....	108



Figura 93: Gráficos deslocamento horizontal- Deslocamento de vertical para os prismas de junta argamassada.....	108
Figura 94:Gráfico da relação entre a dilatação e a tensão de compressão para os prismas com junta argamassada.....	109
Figura 95: Modo de rotura dos prismas de junta argamassada com nível de compressão de 0,075 MPa. ....	109
Figura 96: Modo de rotura dos prismas de junta argamassada com nível de compressão de 0,15MPa. ....	110
Figura 97:Modo de rotura dos prismas de junta argamassada com nível de compressão de 0,30 MPa.....	110
Figura 98: modos de rotura dos prismas à compressão: (a)fendilhação ocorrida em prismas com junta seca; (b) fendilhação ocorrida em prismas com junta argamassada. ....	112
Figura 99: Processo de construção das paredes: (a) Construção de paredes de junta argamassada; (b) verificação do nivelamento da parede; (c) construção de parede de alvenaria; (d) colocação dos reforços nos cantos; .....	117
Figura 100: (a)Esquema de ensaio para determinação da resistência à compressão diagonal das paredes; (b) esquema de ensaio real vista de frente; (c) esquema de ensaio real vista de lado; .....	118
Figura 101: (a) Base de madeira de suporte das paredes com peça destacável para encaixe da cunha do dispositivo de ensaio. (b) Detalhe de cunhas. ....	119
Figura 102: (a) Reforço de bloco inferior (b) Corte de saliência e reforço de bloco; .....	119
Figura 103: Ensaio de compressão diagonal: (a) esquema de disposição dos transdutores de deslocamento; (b) Transdutores de deslocamento fixos na parede. ....	120
Figura 104: Modo de rotura de ensaio de resistência a compressão diagonal de paredes de junta seca sem reforço: (a) parede W_A; (b) parede W_B; (c) parede W_C;.....	123
Figura 105: Gráficos tensão-extensão do ensaio de compressão diagonal das paredes de junta seca não reforçadas. ....	124
Figura 106: Modo de rotura de ensaio de resistência a compressão diagonal de paredes de junta argamassada sem reforço: (a) Parede W_M_A; (b) Parede W_M_B; (c) Parede W_M_C;..	125
Figura 107: Gráficos tensão-extensão do ensaio de compressão diagonal das paredes com junta argamassada sem reforço.....	126
Figura 108:Processo de aplicação do reforço interno (reforço R1): (a)preparação da argamassa de injeção; (b) Processo de injeção de argamassa e colocação de varão de aço no interior da parede; (c) limpeza de excessos de argamassa; (d) o provete é deixado a curar. ....	128

Figura 109: Colocação do reforço de reboco armado (reforço R2): (a) Colocação da argamassa de base; (b) Medição e corte de rede; (c) Colocação da rede embebida na argamassa; (d) Colocação da argamassa de reboco; (e) Passagem de esponja húmida; (f) Pintura de paredes. ....	130
Figura 110: Modo de rotura de ensaio de resistência a compressão diagonal de paredes de junta seca com reforço interno: (a) Parede W_R1_A; (b) Parede W_R1_B; (c) Parede W_R1_C.	131
Figura 111: Gráficos tensão-extensão do ensaio de compressão diagonal das paredes de junta seca reforçadas com o reforço R1.....	133
Figura 112: Modo de rotura de ensaio de resistência a compressão diagonal de paredes de junta seca com reforço de reboco armado; : (a) e (b) parede W_R2_A; (c) e (d) parede W_R2_B; (e) e (f) parede W_R2_C;.....	134
Figura 113: Gráficos tensão-extensão do ensaio de compressão diagonal das paredes de junta seca com o reforço R2. ....	136
Figura 114: Modo de rotura de ensaio de resistência a compressão diagonal de paredes de junta argamassada com reforço interno R1: (a) Parede W_M_R1_A; (b) Parede W_M_R1_B; (c) Parede W_M_R1_C; .....	137
Figura 115: Gráficos tensão-extensão do ensaio de compressão diagonal das paredes de junta argamassada reforçadas com o reforço R2. ....	139
Figura 116: Modo de rotura de ensaio de resistência a compressão diagonal de paredes argamassada com reforço de reboco armado: (a) e (b) Fissuração da parede W_M_R2_A; (c) e (d) Fissuração da parede W_M_R2_B; (e) Fissuração da parede W_M_R2_C.....	140
Figura 117: Gráficos tensão-extensão do ensaio de compressão diagonal das paredes de junta argamassada com o reforço R2.....	142
Figura 118: Modo de rotura de ensaio de resistência a compressão: (a) e (b) Fissuração da parede W; (c) fissuração W_M; (d) Fissuração W_R1; (e) Fissuração da parede W_M_R1; (f) fissuração da parede W_M_R2; (g) e (h) fissuração da parede W_R2; (Carvalho, 2015);....	145
Figura 119: Relação entre as resistências ao corte para os provetes de junta seca.....	147
Figura 120: Relação entre as resistências ao corte para provetes com junta argamassada. ...	149
Figura 121: Modos de rotura para os diferentes confinamentos: (a) confinamento de 0,075MPa; (b) confinamento de 0,15 e 0,30MPa .....	159





## Capítulo 1 - Introdução



## 1.1. Motivação

As técnicas de construção em terra são inúmeras e variam de região para região, conforme as características de cada lugar, sendo as mais comuns a taipa, o tabique, a alvenaria de adobe e, mais recentemente, a alvenaria com blocos de terra compactada (BTC). Esta última técnica apresenta vários benefícios em relação às restantes, pois os BTCs apresentam um controlo de produção mais rigoroso, adaptam-se às necessidades técnicas e à arquitetura de cada local, podem ser utilizados para formar elementos estruturais ou apenas para elementos de enchimento(Oliveira, 2014).

Tipicamente, os BTCs apresentam uma resistência mecânica relativamente baixa quando comparados com outros materiais industrializados, tais como os blocos de betão ou tijolos cerâmicos. Outra das desvantagens é a sua fragilidade face à ação dos sismos, sendo frequente a ocorrência de sismos com efeitos catastróficos nas construções em terra, com elevadas perdas económicas e de vidas humanas. Assim, torna-se necessário perceber de que forma atuam as solicitações sísmicas e encontrar medidas para a mitigação dos danos provocados pelas mesmas (Adam & Agib, 2001).

De um modo geral, em relação à segurança sísmica das construções em terra deve-se ter em conta alguns princípios básicos. As ações sísmicas que atuam num edifício serão proporcionais à massa do mesmo (Minke, 2006). Ao mesmo tempo, os esforços de tração provocados pela flexão para fora do plano aumentam consideravelmente e as aberturas e os cunhais apresentam pontos de fragilidade (Braga & Estêvão, 2010). A ligação entre os elementos da cobertura e as paredes portantes, assim como as fundações, devem constituir um motivo de especial atenção (Minke, 2006), pois o bom comportamento destas ligações beneficia o comportamento global da estrutura.

## 1.2. Objetivos

As construções em terra são geralmente caracterizadas pela vulnerabilidade sísmica, dificultando a adoção deste material como uma solução estrutural. Perante a observação destas fragilidades, é necessário o melhor conhecimento do desempenho da construção em terra crua. As principais causas de degradação das construções com terra são:

- Degradação física ao longo do tempo, principalmente devido à ação da água;

- Fraca resistência mecânica do material, quando solicitado aos vários tipos de ações, nomeadamente a ação sísmica. É necessário melhorar as características da construção com terra crua e ao mesmo tempo compatibilizar este material com as tecnologias de construção atualmente disponíveis. A fraca capacidade destas construções à ação sísmica deve ser colmatada com recurso à estabilização das matérias-primas e à adoção de soluções construtivas adequadas.

Com o objetivo de contrariar estas limitações têm sido realizados no âmbito de sistemas construtivos que visam o desenvolvimento de soluções construtivas inovadoras. Tais estudos focam incluindo o reforço estrutural para minimizar a vulnerabilidade sísmica, e o desempenho energético dos edifícios.

O presente trabalho pretende dar um contributo na linha dos estudos que têm vindo a ser desenvolvidos. Tem como objetivo o desenvolvimento de sistemas de reforço em paredes de alvenaria de BTCs, nomeadamente a resistência das construções em terra, que seja apelativo do ponto de vista económico, social e arquitetónico. Este estudo será baseado em avaliar o comportamento de paredes e de prismas de BTC, de forma a compreender o comportamento dos blocos quando sujeitos a esforços de corte. Para tal será necessário complementar os seguintes objetivos específicos:

- Avaliação da adequabilidade do solo residual granítico da região do Minho, para a construção em BTC.
- Desenvolvimento de duas argamassas de terra, uma a ser utilizada como argamassa de assentamento e preenchimento dos aligeiramentos dos BTC respetivamente, e outra a ser utilizada como argamassa de reboco;
- Compreender a evolução da resistência das argamassas de terra indicadas no ponto anterior ao longo do tempo;
- Analisar a compatibilidade de materiais no que diz respeito aos tradicionalmente utilizados no reforço de alvenarias de BTC, através de ensaios de resistência mecânica;
- Perceber o comportamento alvenaria estrutural de BTC, quando sujeitos a esforços de corte;
- Avaliar a influência das argamassas de junta no desempenho da alvenaria estrutural de BTC sujeita a esforços de corte;
- Avaliar a influência de diferentes soluções de reforço, a ações sísmicas no desempenho deste tipo de alvenarias, quando sujeitas a esforços de compressão diagonal;



- Avaliar o comportamento e a influência do reboco armado em alvenarias estruturais de BTC;
- Propor soluções de reforço que possibilitem o aumento do conforto das construções de alvenaria estrutural de BTC.

Pretende-se que a informação obtida permita uma melhor interpretação das patologias estruturais mais comuns, a calibração de modelos numéricos e o desenvolvimento de novas soluções de reforço.

### 1.3. Metodologia

Para a elaboração do trabalho teve-se como necessário a realização de uma pesquisa bibliográfica detalhada e exaustiva, quer no início dos trabalhos, permitindo compreender o tema na sua essência e o enquadramento do mesmo no panorama nacional e internacional, quer ao longo da realização dos trabalhos experimentais, que permitiu a compreensão de alguns mecanismos necessários à realização dos mesmos.

De forma a atingir os objetivos pretendidos foi realizada uma extensa campanha experimental. Começando pelo solo, esta incluiu, completa caracterização, permitindo avaliar a sua adequabilidade para o fabrico de BTC, bem como a necessidade de adição de um corretor de granulometria e de um estabilizante químico.

Foi assumido como necessário o desenvolvimento de argamassas para assentamento e reforço da alvenaria de BTC. Para tal, foram estudadas diversas misturas à base de terra, sendo selecionadas as que apresentam características próximas das entendidas como as “ideais” tendo em conta o sistema construtivo em estudo. Os ensaios foram levados a cabo em provetes com 7, 14, 28 e 60 dias de cura.

Com o intuito de aprofundar o conhecimento sobre os reforços utilizados, surgiu a necessidade de realizar ensaios que permitissem, por um lado, verificar a resistência da rede utilizada no reforço de reboco armado, e, por outro, verificar a aderência dos varões de reforço embebidos aligeiramentos. Para isso, foram realizados ensaios de tração e de arracamento, tendo como objetivo tirar ilações sobre o comportamento da interface varão-argamassa e argamassa-BTC.

Em relação ao comportamento à compressão, foram ensaiados BTCs com 100 dias de idade de cura, de forma a avaliar a sua resistência. Adicionalmente, foram construídos prismas de 3 BTC com junta seca e 3 com junta argamassada, tendo sido ensaiados quando os BTCs apresentavam uma idade de cura de 60 dias. O principal objetivo deste ensaio prende-se com a necessidade de avaliar a influência da argamassa de junta no desempenho estrutural da alvenaria, fornecendo indicações sobre a eventual vantagem ou necessidade de utilizar argamassa de junta.

Em seguida foram construídas 18 paredes, 9 com junta seca e 9 com junta argamassada. Para além desta diferença construtiva é de indicar que cada uma delas apresentava 3 conjuntos de 3 paredes com características similares, sendo que cada conjunto estava organizado da seguinte forma: um conjunto sem reforço, que tem como principal função ser a referência nas ilações a retirar neste trabalho; um segundo conjunto que incorporava um varão de aço embebido em argamassa nos aligeiramentos dos blocos; e um último que apresentava reforço através de reboco armado. Estas paredes foram ensaiadas tendo como principal objetivo a determinação da resistência ao corte e do módulo de rigidez, possibilitando a avaliação da influência do reforço sísmico no desempenho estrutural das paredes, e ainda o comportamento da alvenaria tendo em atenção a utilização de argamassa nas juntas horizontais. Foi ainda realizada uma análise comparativa tendo em atenção os resultados obtidos nas paredes de referência.

Numa fase final do trabalho e após serem realizadas todas as análises aos resultados obtidos nos ensaios, foi possível fortalecer os conhecimentos e as competências que permitem a resolução de eventuais problemas nas construções existentes

### **1.4. Organização do documento**

Para uma correta elaboração dos objetivos deste estudo, foi necessário orientar a presente dissertação em 6 capítulos, apresentados nos parágrafos seguintes.

O capítulo 1 apresenta uma breve introdução ao tema em estudo ao longo da dissertação e também os objetivos e a motivação que orientam o desenvolvimento do mesmo, assim como um resumo da metodologia adotada e o trabalho experimental desenvolvido.

No capítulo 2 é realizada uma revisão bibliográfica sobre as construções em terra. Começa-se por apresentar de forma geral uma resenha histórica e a distribuição mundial deste tipo de construções, sendo postumamente analisada a situação particular de Portugal. Em seguida,

descrevem-se as principais técnicas utilizadas no panorama edificado português, incluindo as vantagens e desvantagens. É, ainda, apresentada de uma forma mais pormenorizada a construção em alvenaria de BTC, uma vez que se trata do caso em estudo. Neste capítulo efetua-se, ainda, uma discussão sobre argamassas de terra, onde são apresentadas algumas conclusões relacionadas com esta temática. Por último, é apresentada a revisão bibliográfica levada a cabo no sentido de tomar conhecimento sobre os estudos existentes no âmbito da caracterização de alvenarias estruturais de BTC e possíveis técnicas de reforço já analisadas para este tipo de sistemas construtivos, sendo dessa forma retiradas conclusões sobre possíveis reforços a utilizar.

No capítulo 3 é efetuada a caracterização dos materiais utilizados para a construção de alvenaria de BTC. Em primeiro lugar foi realizada a caracterização do solo utilizado no estudo, através da execução de ensaios laboratoriais e da análise dos respetivos resultados obtidos, tendo como principal objetivo a avaliação da sua aptidão para a construção em terra. Para as argamassas desenvolvidas foi apresentado o seu processo de fabrico, bem como a evolução da resistência à compressão, flexão e módulo de elasticidade.

Por último, foi realizado um levantamento dos materiais existentes no mercado, passíveis de serem utilizados na reparação e no reforço da alvenaria. O principal objetivo deste levantamento é foi adquirir conhecimento sobre o comportamento dos materiais através das suas especificações técnicas. Para complementar essas informações, realizou-se, em laboratório, uma série de ensaios experimentais, mais especificamente ensaios de tração, no sentido de aprofundar os conhecimentos sobre o desempenho da rede usada no reforço da parede conseguido através de reboco armado, bem como ensaios de arrancamento, para aferir sobre a aderência nas interfaces argamassa-varão e argamassa-BTC presentes no sistema de reforço pelos aligeiramentos do BTC.

O capítulo 4 está dividido em três subcapítulos. No primeiro subcapítulo é efetuada a caracterização da geometria e o processo de fabrico dos BTC. No segundo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de compressão dos BTC aos 100 dias de idade de cura. No terceiro subcapítulo, referente aos ensaios de corte de prismas de alvenaria de BTCs, é efetuada uma descrição inicial sobre o processo de construção dos prismas, sendo seguida pela descrição do esquema e do procedimento de ensaio adotados, e, por último, é realizada a discussão dos resultados obtidos.

## Capítulo 1 - Introdução

No capítulo 5 é apresentada a caracterização do comportamento da alvenaria estrutural de BTCs. Neste capítulo efetua-se a descrição da construção das paredes, do esquema e procedimento de ensaio utilizados, bem como os respectivos resultados da campanha experimental, nomeadamente, ensaios para determinação da resistência à compressão diagonal. São também apresentadas duas propostas de reforço, bem como a respetiva análise dos resultados obtidos nos ensaios realizados a paredes reforçadas. O capítulo 3,4 e 5 permitem a caracterização aprofundada do comportamento mecânico das alvenarias de BTC e, no capítulo 6 são apresentadas as conclusões finais deste estudo, sendo ainda indicadas propostas de trabalhos futuros tidas como de especial interesse na sequência do estudo desenvolvido.

## Capítulo 2 - A construção em terra



## 2.1. Introdução

A construção em terra está presente em muitas regiões do mundo. Não se consegue dizer ao certo qual a data exata em que surgiram as primeiras construções em terra. Contudo, estima-se que existem há cerca de 10 000 anos tendo surgido de uma forma natural através da necessidade básica que o ser humano apresenta em se proteger. Apresenta-se como sendo um dos materiais de construção mais antigos, facto comprovado por evidências arqueológicas que sugerem a existência de cidades milenares totalmente construídas em terra (Torgal, et al., 2009).

Ao contrário do que se possa pensar, a terra não foi utilizada apenas em edificações de pequena escala, tais como por exemplo habitações, sendo utilizada também na construção de edifícios de maior envergadura, tais como monumentos de grande importância religiosa e militar. Exemplos disso são o palácio de Potala no Tibete (Figura 1) e a Grande Muralha da China (Figura 2: ).



Figura 1: Palácio de Potala (1).



Figura 2: Troço da Grande Muralha da China construída em Taipa (2).

Hoje em dia, são muitas as cidades que testemunham o uso da terra como matéria de construção na antiguidade. Exemplo disso é a cidade histórica de Shibam, no Iémen, que ainda se encontra habitada e teve origem no século III, apesar de alguns edifícios que persistiram até hoje sejam do século XVI (Figura 3). A cidade possui as mais altas construções do mundo edificadas em terra crua, sendo possível encontrar edifícios que vão desde os 5 aos 11 andares. Estes são construídos com paredes exteriores em adobe cuja espessura vai diminuindo em altura para aligeirar o seu peso e melhorar a estabilidade.



Figura 3: Construção em terra na cidade de Shibem, Iémen (Helfritz, 1937).

Na Europa, as habitações rurais em terra fazem parte da paisagem de vários países, tais como a Dinamarca, Suécia, Inglaterra, Alemanha, França, Espanha e Portugal. A grande expansão da construção em terra na Europa ocorreu com o Império Romano (Reardn & Downton, (2011)). Segundo (Houben & Guillad, 2008), atualmente mais de um terço da humanidade reside em construções feitas em terra e nos países em desenvolvimento este número representa mais do que metade. Na Figura 4 é apresentada a distribuição da construção em terra a nível mundial, bem como os locais classificados como património mundial pela UNESCO.

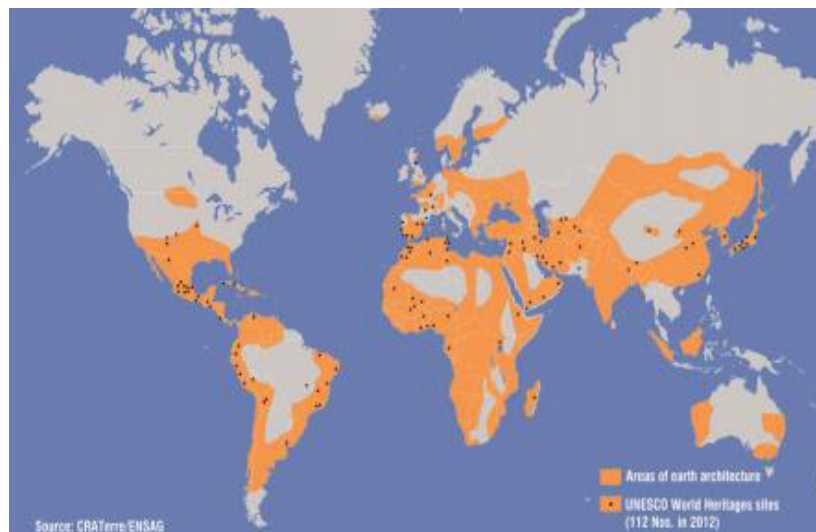


Figura 4: Distribuição da construção em terra no mundo (Manuel, Costa, & Ponte, 2012).

É ainda possível encontrar elementos construídos em terra onde ocorre precipitação, sendo clara a existência de construções em terra em zonas de elevada pluviosidade, como é o caso da América do Sul ou mesmo do Reino Unido (Figura 5).



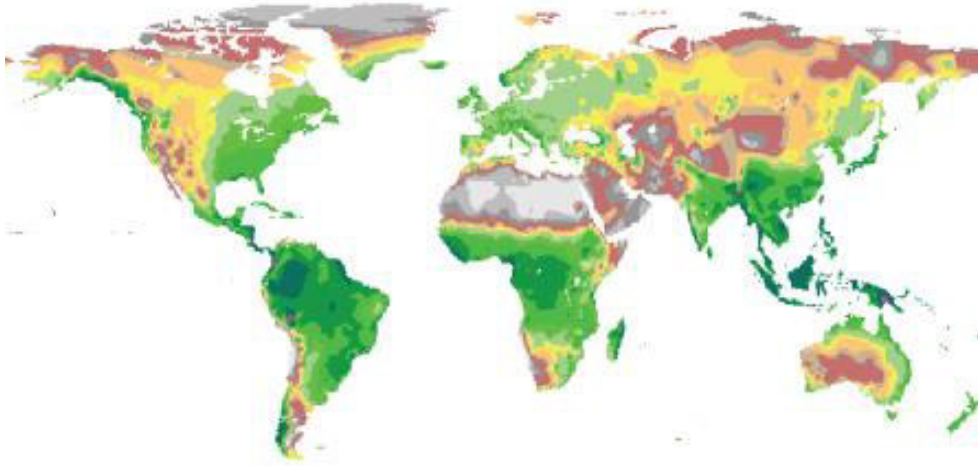


Figura 5: Mapa mundial dos níveis de pluviosidade (Manuel et al., 2012).

As técnicas de construção em terra mais comuns em Portugal são o adobe, a taipa e o tabique, tendo surgido mais recentemente a construção em alvenaria de blocos de terra comprimida (BTC). A produção de BTCs recorre muito frequentemente à estabilização química do solo, a fim de promover o aumento da resistência e da durabilidade dos elementos, elevando-os para níveis semelhantes aos materiais ditos convencionais. À semelhança do que acontece com outros materiais de construção, por este têm surgido muito interesse da parte dos investigadores e meio técnico. Tal situação, e refletindo sobre o pouco conhecimento técnico existente nesta área, leva à necessidade de sugerir e desenvolver normas e guias para dimensionamento e construção com este tipo de elementos.

Apesar de a construção em terra ter caído em desuso ao longo dos tempos, podem ser observadas diversas construções que utilizam esta matéria como matéria-prima, desde do litoral Alentejo até às regiões do Minho e Trás-os-Montes, utilizando as suas mais diversas, técnicas construtivas. Na zona do Alentejo e Algarve, a técnica mais utilizada é a taipa (Figura 6 (a)), que consiste na execução de paredes autoportantes moldadas *in situ*. As diferentes técnicas utilizadas em zonas distintas deve-se ao fato das condições climáticas e pluviosidade do local, bem como o solo disponível. Na zona Centro do país, numa faixa que se estende de Sul para o Norte e abrange os distritos de Setúbal, Évora, Portalegre, Santarém, Leiria, Coimbra e Aveiro, predominam edifícios construídos em adobe (Figura 6 (b))

Já no que se refere ao Norte do país, na zona das Beiras (Alta e Baixa), Trás-os-Montes e entre Douro e Minho, encontram-se com maior incidência as construções em tabique, em que as paredes são construídas por uma estrutura de madeira revestida com terra (Figura 6 (c)).

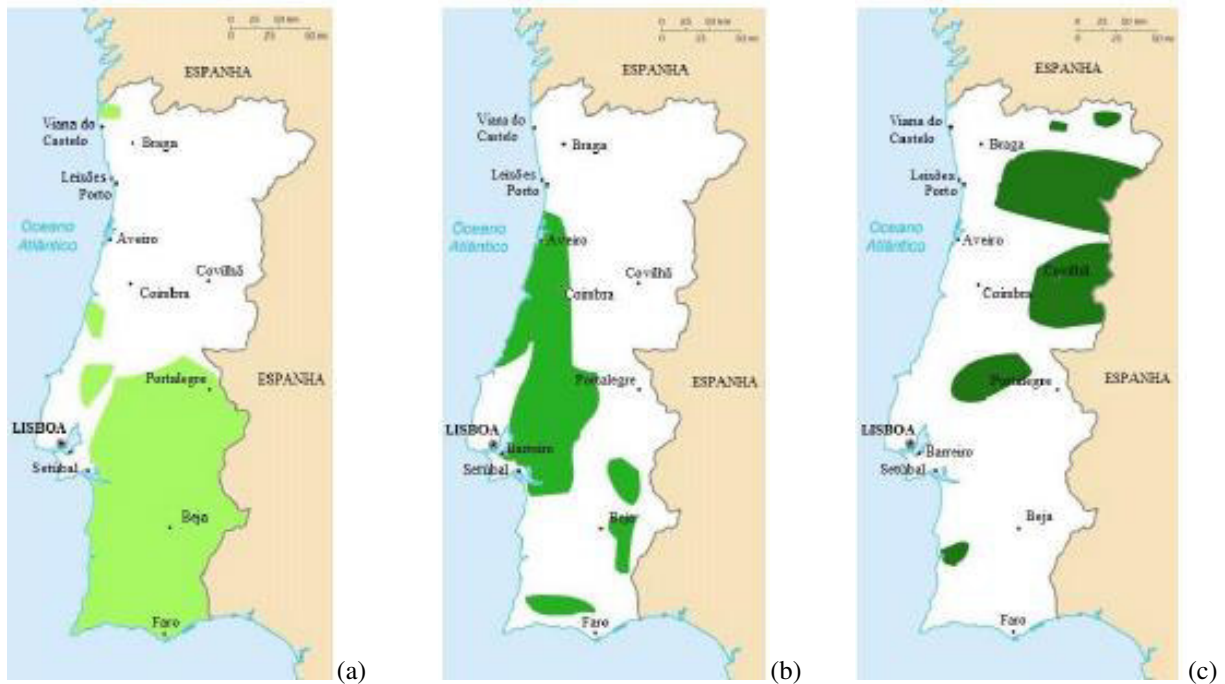


Figura 6: Distribuição geográfica das construções tradicionais Portuguesas em terra: a) Taipa; b) Adobe; e c) Tabique (Fernandes, M. & Correia, 2005).

Assim, por todo o país é possível observar a utilização de diferentes técnicas construtivas em terra, facto diretamente relacionado com o solo disponível no local de construção e com as condições climáticas que aí possam ser encontradas.

## 2.2. Vantagens e desvantagens da construção em terra

Quando se fala de construção em terra, são mais conhecidas as limitações do que as reais vantagens. Esta realidade deve-se ao fato das desvantagens serem muito palpáveis, enquanto que as vantagens que são mais difíceis de compreender. O preconceito contra o edificado em terra baseia-se, muitas vezes, na falta de conhecimento.

De seguida, são apresentadas de uma forma pormenorizada as suas vantagens e desvantagens (Adam e Agib, 2001).

### 2.2.1. Vantagens:

As principais vantagens da construção em terra são:

- Na maior parte do planeta o solo é acessível a todos os grupos económicos, sendo que em alguns locais é o único material disponível;

- É adequada à autoconstrução, pois pode ser utilizada por mão-de-obra não especializada, desde que as características construtivas estejam asseguradas por profissionais experientes na área. Não exige ferramentas complexas ou de alto valor;
- É um produto reutilizável e ecologicamente viável, podendo ser utilizada no seu estado natural não provocando poluição decorrente do seu tratamento. É um material 100% reciclável ao contrário do que acontece com a produção de outros materiais de construção;
- As construções em terra têm uma elevada resistência ao fogo, uma vez que a terra é um material não combustível;
- Ao nível da eficiência energética, graças à sua inércia térmica, reduz significativamente os custos de climatização dos edifícios;
- É um material utilizado localmente com reduzidos custos de transporte, não necessita de ser submetido a qualquer transformação industrial e permite uma grande economia em termos de gastos energéticos;
- A nível cultura/social a terra permite a adaptação da arquitetura às possibilidades de cada cultura e de cada região. Dependendo da região que se está inserida, permite reduzir custos habitação social e permite desenvolver a sociabilização e a autonomia social e económica, por ser uma técnica que permite a autoconstrução;
- É um material não poluente, equilibra o efeito de emissões gasosas e de componentes tóxicos no interior da edificação e contribui para o bem-estar psicológico, através da exploração de suas características como a textura, a cor, forma e a luminosidade.

### 2.2.2. Desvantagens:

As principais desvantagens normalmente imputadas à construção em terra são:

- Apresenta uma durabilidade reduzida se não for regularmente protegida e preservada, em áreas particularmente afetadas pela pluviosidade;
- Tem uma reduzida resistência à tração e flexão, e razoável comportamento à compressão;
- Baixa resistência ao desgaste, embora se a resistência não for suficiente pode ser reforçado ou protegido;
- Apresenta elevada retração devido à perda de água por secagem, resultando em fendilhação e conseqüente diminuição das propriedades mecânicas;

- Baixa aceitabilidade na sociedade atual, por ser considerado um material de segunda classe e geralmente material de construção inferior.

Devido às desvantagens apresentadas, a terra é uma material de construção que carece de aceitação institucional na maioria dos países, razão pela qual a existência de normas e códigos ainda se encontrar num estado de desenvolvimento muito precoce.

### 2.3. Principais técnicas construtivas

As técnicas construtivas em terra podem ser divididas em três grandes grupos (Figura 7 e Tabela 1), sendo estes:

- Estrutura Monolítica – Esta técnica diz respeito à elevação *in situ*, onde não existe separação entre o material e a técnica construtiva;
- Estrutura em alvenaria (por unidades) – Esta técnica compreende fabrico prévio de unidades em terra, que após a secagem são utilizadas na construção;  
Com estes módulos ou unidades podem ser elevadas paredes em diversos aparelhos, arcos, cúpulas e abóbadas;
- Estrutura de suporte com enchimento de terra – Esta técnica baseia-se na utilização da terra como elemento secundário, no enchimento ou revestimento de outras estruturas. Essas estruturas de suporte tradicionalmente são de madeira ou de outros materiais de origem vegetal, tais como canas de bambo ou outras. A arquitetura contemporânea tem explorado muito este grupo utilizando ainda outros materiais inorgânicos na construção de estruturas de suporte.

Tabela 1: Técnicas construtivas utilizadas (Houben & Guillad, 2008).

<b>A-Estrutura Monolítica</b>	<b>B-Estrutura em alvenaria</b>	<b>C-Estrutura de suporte com enchimento de terra</b>
1-Terra escavada	6-Blocos apilados	14-Terra de recobrimento
2-Terra plástica	7-Blocos prensados	15-Terra sobre engradado
3-Terra empilhada	8-Blocos cortados	16-Terra palha
4-Terra moldada	9-Torrões de terra	17-Terra de enchimento
5-Terra prensada	10-Terra extrudida	18-Terra de cobertura
	11-Adobe mecânico	
	12-Adobe manual	
	13-Adobe moldada	

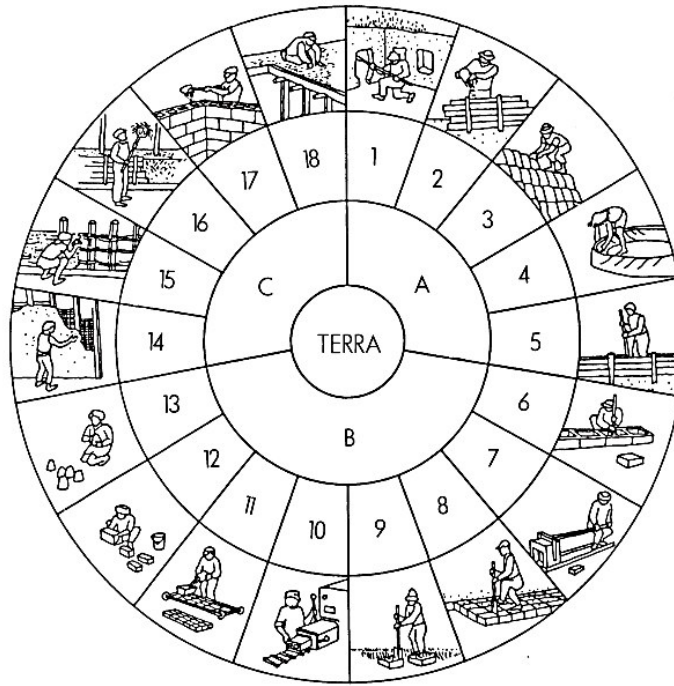


Figura 7: Técnicas de construção em terra de acordo com (Houben & Guillard, 2008).

### 2.3.1. Taipa

A taipa é a técnica mais conhecida em Portugal e consiste na compactação in situ de terra previamente humedecida, numa cofragem construída por elementos verticais e paralelos entre si. A terra é colocada para o interior da cofragem em camadas entre 10 a 15 cm. A compactação pode ser realizada manualmente com recurso a um pilão (Figura 8 (a)) ou com recurso a equipamentos mecânicos (Figura 8 (b)), que torna este processo mais fácil e rápido. O material é compactado até atingir um nível de densidade adequado, incrementando a sua resistência. A repetição sucessiva desta ação permite a elevação das paredes. No final do processo, as cofragens são retiradas, concluindo-se a construção das paredes.

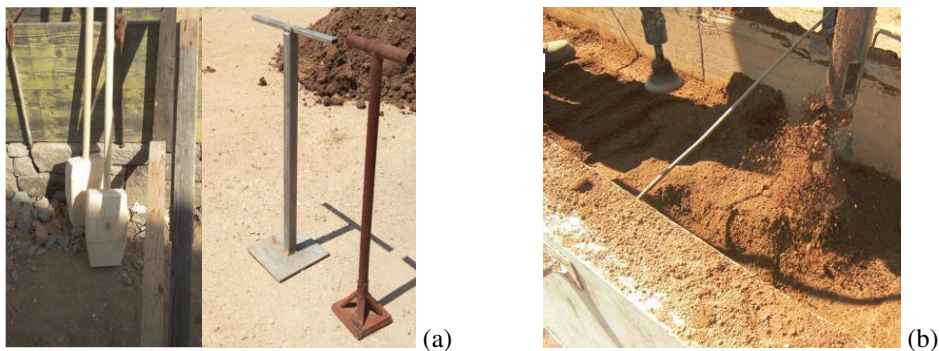


Figura 8: Diferentes compactadores: (a) compactadores manuais de madeira ou metal; (b) compactadores pneumáticos (Manuel et al., 2012).

A taipa é uma técnica com maior incidência de utilização em climas quentes e secos, com pouca precipitação, pois o material é pouco resistente à água. Ao nível de trocas de energia, devido à sua inércia térmica, a terra permite uma redução significativa das trocas de calor entre o interior e o exterior. Em relação a outras técnicas, esta é de fácil execução, apresentando uma textura parecida a um betão ciclópico, mas com aparência mais subtil que permite integrar-se com maior facilidade na paisagem.

A taipa é hoje aceite pelos países industrializados como uma forma alternativa de construir e capaz de responder às necessidades contemporâneas, vencendo pela sua estética particular, como se pode verificar na Figura 9 e Figura 10.



Figura 9: Adega La Raia em Itália (Manuel et al., 2012).



Figura 10: Casa em Luanda (Manuel et al., 2012).

### 2.3.2. Tabique

O tabique é uma técnica construtiva que usa a terra num sistema combinado com madeira ou canas. Neste sistema misto em que a capacidade resistente é essencialmente conferida pela madeira, a terra é um elemento secundário de enchimento e de revestimento, facto que diferencia o tabique das outras técnicas, onde a terra é o elemento principal que confere a capacidade resistente da estrutura. Segundo (Rodrigues, 2007), o tabique é das três técnicas construtivas aquela que é menos utilizada atualmente.



Figura 11: Construção em tabique (3).

### 2.3.3. Adobe

O adobe é uma técnica de construção de paredes com blocos maciços de terra crua preparados em moldes e secos ao sol. As dimensões e os formatos dos blocos de adobe são diversos, podendo ser de formato simples ou com encaixes do tipo macho-fêmea para servir de travamento para a parede.

O fabrico dos blocos de adobe é realizado a partir da mistura de terra e água e, por vezes, reforçado com fibras vegetais (palha, cal, estrume ou fibras sintéticas), de forma a obter um bloco consistente e reduzir a retração e fendilhação provocada pela secagem ao sol (Figura 12). Após a conclusão da secagem, os blocos de adobe podem ser utilizados em alvenaria para a construção de paredes, arcos e abobadas.

O assentamento dos adobes realiza-se com argamassas à base de terra, de forma a obter um melhor comportamento de conexão entre os materiais, mantendo assim o mesmo nível de retração e evitando o aparecimento de fissuras ou destacamento do material.



Figura 12: Secagem de adobes (4).

### 2.3.4. Blocos de Terra Compactada

A construção com Blocos de Terra Compactada (BTC) é a técnica de construção mais utilizada atualmente (Soares, 2013). Esta técnica surgiu de uma evolução do abobe, uma vez que os blocos deixam de ser compactados manualmente e passam a ser compactados por meios mecânicos. A técnica permite obter blocos com formas e dimensões mais regulares e densidades superiores, apresentando uma melhor resistência a compressão, maior resistência à erosão e à degradação perante o contacto com a água.

As primeiras experiências de aplicação de BTC foram efetuadas na Europa no início do século XIX. Era utilizado um molde de madeira onde se colocava terra húmida e se comprimia com os pés. Anos depois, em 1950, surgiu na Colômbia a primeira máquina para produzir BTC, denominada CINVA ram ( ver Figura 13) (Houben & Guillad, 2008).

De uma maneira geral, para produzir BTCs é necessário colocar terra numa prensa, podendo funcionar de forma manual ou automática. Os blocos compactados manualmente requerem mais mão-de-obra e tempo de fabrico e têm a vantagem de ser mais económicos em termos de consumo energético. Todavia, existem equipamentos mecanizados adaptados a diferentes escalas de produção (ver Figura 14). Os blocos de BTC podem ser produzidos tanto em pequenas oficinas locais, para a execução de uma obra específica, como em produções semi-industriais ou industriais. Neste último caso são usadas prensas hidráulicas com um processo de fabrico mais rápido e fiável, uma vez que não depende tanto do operador. Os blocos fabricados por esta via apresentam resistência mecânica superior em relação aos prensados manualmente, e uma maior resistência ao contacto com a água uma vez que existe menor quantidade de vazios. A produção pode ainda ser assegurada todo o ano, independente das condições climáticas.



Figura 13: Prensa manual e BTC maciço (Senf, 2006).



Figura 14: Prensa automatizada (Oliveira, 2014).



Quando o solo não contém propriedades adequadas, é necessário proceder à sua estabilização melhorando as suas propriedades de mecânicas e de durabilidade. A técnica mais utilizada é a estabilização com cal ou cimento (Célia Neves & Obede Borges Faria, 2011).

#### *2.3.4.1. Vantagens e Desvantagens dos BTCs*

Além das vantagens mencionadas anteriormente relativas a construção em terra, que são vantagens e limitações também comuns aos BTCs de referir ainda as características que destacam esta técnica como sendo a que apresenta maior potencial para a construção em terra (Adam & Agib, 2001):

- Baixo custo de produção, matéria-prima abundante no local de construção e mão-de-obra semiquificada;
- Tecnologia de fácil aprendizagem, exigindo poucas capacidades técnicas;
- O equipamento para a produção está disponível (prensa manual ou hidráulica), podendo este ser amovível ou não;
- Possibilidade de ter um controlo na produção, aumentando a qualidade e regularidade, permitindo assim diversos acabamentos.

Apesar das vantagens apresentadas, os BTCs possuem algumas limitações tais como:

- É necessário a identificação adequada do solo;
- Impossibilidade de construção de grandes vãos e edifícios de grande altura;
- Baixo desempenho mecânico quando comparado com outros materiais;
- É necessário que as equipas de trabalho tenham algum conhecimento para a produção de BTC de qualidade;
- Falta de regulamentação adequada.

## **2.4. Argamassas à base de terra**

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

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

Habitualmente, as argamassas de assentamento utilizadas em alvenaria de BTC são produzidas pelo mesmo solo utilizado no fabrico dos BTC, tendo ambos comportamentos e durabilidade semelhantes, existindo uma enorme compatibilidade entre os materiais. Posto isto, uma argamassa de terra consiste numa mistura de terra crua com granulometria mais fina com água e uma pequena quantidade de ligante (quando necessário). A coesão deste tipo de argamassa depende essencialmente da fração de argila presente no solo ou do aditivo utilizado para estabilizar o mesmo (Eires et al., 2014). Desta forma possível referir que, tal como existe a possibilidade de estabilizar o solo utilizado para o fabrico dos BTC, também o solo utilizado para o fabrico da argamassa poderá sofrer alterações com vista a melhorar as suas características. Esta melhoria poderá ser realizada por diversos modos, tais como, a utilização de cinzas volantes, cal, fibras, cimento entre outros.

Os materiais utilizados devem cumprir determinados requisitos presentes nas normas existentes. Para argamassas no estado fresco é importante determinar a massa volúmica aparente (EN 1015-6, 1998), e a sua trabalhabilidade através do ensaio de espalhamento (EN-1015-3, 1999). Para a argamassas no estado endurecido, é importante determinar o seu comportamento mecânico, ou seja, determinar a resistência à tração por flexão e compressão (EN-1015-11, 1999) e o módulo de elasticidade (Mohamad et al., 2007). Na norma (EN-998-2, 2003) estão presentes 7 classes de resistência à compressão, tal como se apresenta na Tabela 2.

Tabela 2: Classes de resistência à compressão para argamassas segundo IPQ NP EN998-1, (2013).

<b>Categoria</b>	M1	M2,5	M5	M10	M15	M20	Md
<b>Resistência à compressão (MPa)</b>	1,0	2,5	5,0	10,0	15,0	20,0	d

d é a classe de resistência atribuída a argamassas com resistência à compressão superior a 25 MPa.

Na construção em terra é muito comum a utilização de argamassas com cimento, com o objetivo de tentar reparar danos provocados pela degradação dos edifícios. Esta prática levou ao aparecimento de novos problemas, nomeadamente a incompatibilidade dos materiais (Gomes et al.,2012).

### 2.4.1. Argamassas de reboco

As argamassas reboco têm como objetivo principal acomodar pequenas irregularidades no tamanho e na forma do acabamento da superfície dos blocos/paredes, proporcionando assim uma maior uniformidade e estabilidade nas alvenarias. A argamassa melhora a resistência à compressão e ao corte da parede, protege os edifícios da ação de intempéries, garantido impermeabilização, resistência à erosão, durabilidade, melhor comportamento face a fungos e insetos, e ainda o um aspeto estético da fachada. Consoante os casos, o reboco pode ficar à vista ou sobre ele pode ser aplicado um sistema de pintura.

Tradicionalmente os sistemas de reboco eram constituídos pela aplicação de camadas sucessivas de argamassa, com função e características distintas, nomeadamente chapisco, camada de base e camada de acabamento. O chapisco é utilizado principalmente para dar aderência entre a estrutura de suporte (BTC) e a camada seguinte, tem como principal função a impermeabilização do sistema e a regularização da superfície. Por último, o acabamento deve ser aplicado sobre a camada base, permitindo melhor aspeto visual e, não fendilhado, uma boa barreira à água. São geralmente aplicadas camadas de espessura pequena, na ordem dos 2 cm (Minke, 2006).

As argamassas são constituídas por ligantes e agregados que podem, eventualmente, ter a adição de um adjuvante. Os ligantes dividem-se em dois grupos: os aéreos e os hidráulicos. O que os distingue estes dois grupos é o modo como o ligante adquire presa. Nos aéreos a presa é adquirida por reação com o dióxido de carbono presente no ar, e no caso dos hidráulicos a presa é adquirido por reação com a água. No entanto também existem argamassas que não apresentam nenhum destes ligantes, como é o caso das argamassas de terra argilosa. Na dosagem de uma argamassa é sempre necessário ter em conta o traço e a relação água/ligante, que define a quantidade de água que é necessário adicionar à mistura seca para obter uma trabalhabilidade adequada (Eires et al., 2014).

### 2.4.2. Argamassa de assentamento

A argamassa de assentamento é usada para ligar os tijolos ou adobes ou BTC entre si, está deve ser semelhante ao material utilizado na construção em terra, ou seja, constituída por terra, usando uma fração granulométrica mais rica em argila de forma a tirar partido das suas propriedades como ligante, portanto deve utilizar-se uma argamassa de terra estabilizada.

As principais funções das argamassas de assentamento desempenham na alvenaria são: unir as unidades de alvenaria; resistir a esforços mecânicos; distribuir as cargas uniformemente e absorver as deformações da parede de alvenaria. Para tal devem apresentar um conjunto de características das quais se salientam: capacidade de aderência, capacidade de resistir a esforços mecânicos, capacidade de distribuição de cargas, capacidade de absorver deformações, durabilidade e eficiência do ponto de vista da produção, racionalização e economia.

## 2.5. As construções em terra e os Sismos

O sismo ocorre devido ao movimento das placas tectónicas no decorrer de atividade de um vulcão (Gomes et al., 2012). Estas ações criam forças horizontais e verticais nos edifícios (as forças horizontais são mais gravosas), desenvolvem-se forças paralelas e perpendiculares às paredes, que provocam tensões e deformações, sendo as mais preocupantes as que causam tração, flexão para fora do plano e corte da alvenaria, esforço que a alvenaria de terra não consegue resistir facilmente (Gomes et al., 2012). No entanto, na maioria dos casos, esta fragilidade deve-se à falta de conhecimento e má execução deste tipo de estruturas (Lourenço, 2005). Dado que as construções em terra apresentam baixa resistência mecânica, a ação sísmica torna as construções vulneráveis. No entanto, existem construções em terra a serem utilizadas na maioria das regiões com sismicidade relevante, tal como se pode verificar nos mapas da Figura 15 e Figura 16. Como tal, é frequente a ocorrência de sismos com efeitos catastróficos nas construções em terra, os quais implicam elevada perda económica e humana. Assim torna-se necessário perceber de que forma atuam as forças potencialmente danosas, e encontrar resposta adequada para o problema.

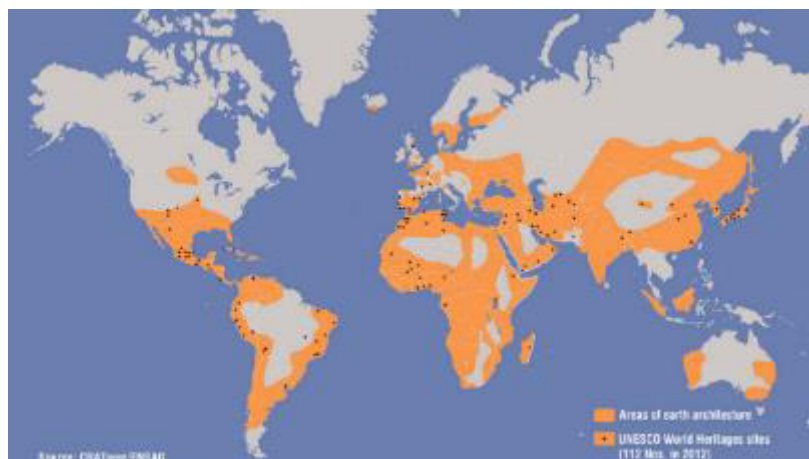


Figura 15: Mapa de distribuição geológica da construção em terra (Manuel et al., 2012).

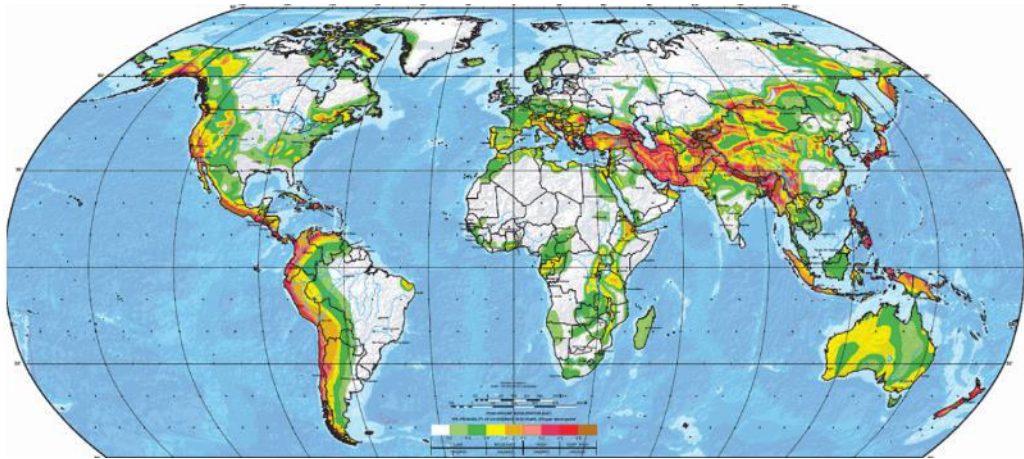


Figura 16: Mapa da atividade sísmica a nível mundial (Manuel et al., 2012).

Apesar das várias diferenças entre as diversas técnicas de construção em terra, os fatores que contribuem para sua vulnerabilidade sísmica são geralmente comuns. A maioria dos fatores específicos das construções em terra encontra-se associada à reduzida resistência à tração e elevada fragilidade dos materiais, que torna estas construções pouco resistentes a suportarem ações perpendiculares ao plano das paredes. Este é precisamente um tipo de carregamento que resulta da ação sísmica, através da componente horizontal das forças de inércia e da interação das paredes com paredes de contraventamento, pavimentos e coberturas.

### 2.5.1. Modos de rotura e danos associados a ação sísmica em construção em terra

Na Tabela 3 apresentam-se os principais modos de rotura observados nas construções em terra. De um modo geral, na compreensão dos modos de rotura deve-se ter em conta alguns princípios básicos estruturais, a saber: as forças sísmicas que atuam num edifício são proporcionais à massa do mesmo (Minke, 2006); a o mesmo tempo, os esforços de tração provocados aumentam com a altura, e com o comprimento livre das paredes. As forças aumentam também com o comprimento livre da parede, as aberturas e os ângulos apresentam pontos de fragilidade (Minke, 2006); a relação entre a cobertura, as paredes de fundação, devem constituir um motivo de especial atenção (Minke, 2006).

Perante observação destas fragilidades, de um modo geral os métodos para evitar as causas provocadas pelo sismo devem basear-se na introdução de elementos de reforço e ter especial cuidado nas ligações dos diversos elementos estruturais.

Tabela 3: Modos de rotura provocados pela ação sísmica na construção em terra(Lacouture et al., 2007).

Modos de rotura/dano	Esquema estrutural
<p><b><u>Rotura por flexão</u></b> para fora do plano da parede.</p> <p>Neste tipo de rotura formam-se fendas horizontais na base e a uma altura intermédia da parede, e posteriormente, formam-se fendas verticais intermédias que fazem com que parte da parede colapse para fora do plano.</p>	
<p><b><u>Rotura por flexão</u></b> para fora do plano da parede.</p> <p>Formação de fenda verticais a meio da parede. Posteriormente formação do mecanismo de colapso por fendilhação diagonal e desprendimento da parede por fendilhação da parte superior dos cunhais.</p>	
<p><b><u>Rotura por flexão</u></b> para fora do plano de paredes isoladas ou de paredes contraventadas com ligação deficiente às paredes de contraventamento e com ausência de contrafortes.</p>	
<p><b><u>Rotura por corte</u></b> no plano da parede, associada a impulsos horizontais elevado.</p> <p>Fendilhação diagonal através dos blocos e juntas, amplificação por pavimentos e coberturas pesadas e pelas aberturas.</p>	
<p><b><u>Colapso da cobertura</u></b> para o interior da construção devido a um suporte deficiente na parede.</p> <p>O colapso é geralmente devido à rotura da zona superior da parede.</p>	
<p><b><u>Colapso generalizado da cobertura</u></b> devido a um suporte deficiente na parede e à adoção de uma solução estrutural inadequada para a cobertura.</p>	
<p><b><u>Rotura por má ligação das paredes</u></b> do segundo piso com as do primeiro. Formação de uma fenda horizontal generalizada por desprendimento das paredes, resultando na instabilidade generalizada do segundo piso.</p>	

## 2.5.2. Técnicas de reforço sísmico em BTC

### 2.5.2.1. *Conceção estrutural*

Perante um sísmico, a maior parte dos danos deve-se à rotura por flexão das paredes para fora do plano e sucessivas quedas de lajes e coberturas. Logo, devem ser promovidas ligações mais eficientes entre os diversos elementos estruturais. Segundo Minke, (2006) a conceção sismo-resistente deve basear-se em dois métodos principais métodos construtivos. Primeiramente, a construção de uma cobertura deve estar bem agarrada às paredes, de tal forma que, na ocorrência de um sismo, funcione como um elemento único capaz de resistir às forças sísmicas em todas as direções, sem que haja deformação. No segundo método, os edifícios são de tal maneira elásticos, que as forças de inércia do sismo se dissipa nas paredes e não provoque danos. Neste caso, as paredes devem estar ligadas à viga de bordadura e à sua base, para que não se separem e a cobertura não colapse.

Perante os modos de rotura presentes na construção em terra, serão aprofundados os reforços existentes através da estabilização da forma.

### 2.5.2.2. *Estabilização pela forma – reforços*

A. Abertura e lintéis: como já referido anteriormente, perante a ocorrência de um sismo é bastante comum o aparecimento de fendas diagonais no topo dos vãos e dos lintéis por haver uma concentração de esforços. Portanto, as zonas de aberturas devem ser reforçadas e os lintéis devem ser constituídos com um material mais resistente e apoiar-se em, pelo menos, 30 cm de cada lado (Lourenço, 2005). Segundo a CRATerre (1989) as aberturas não deverão exceder entre 15 a 20 % da superfície total das paredes, e cada unidade não deverá ultrapassar os 35% da largura total do muro (Houben & Guillaud, 2008). Normalmente, nas construções modernas os lintéis são contruídos em betão, madeira ou pedra, podendo ser disfarçados com reboco (ver Figura 17). É de referir que a própria forma do edifício tem impacto na sua capacidade de resistência aos sismos. Edifícios circulares são os mais eficientes na distribuição homogénea das forças, sendo seguidos pelos edifícios de planta quadrangular.



Figura 17: Fundação realizada em lintel de betão e aberturas (Parisi et al., 2013).

**B. Cunhais** (Figura 18) as paredes ortogonais constituem sempre pontos de concentração de esforços logo devem ser reforçado (Houben & Guillaud, 2008). Numa boa construção sismo-resistente é importante que as forças perpendiculares às paredes resultantes de um sismo passem para as paredes que se encontram paralelas a essas forças. Esse efeito é garantido através de uma boa ligação entre os elementos verticais (P. Lourenço & Mendes, 2002). Logo devem reforçar-se os cunhais, desde a geometria à introdução de elementos mais resistentes. (Houben & Guillaud, 2008) refere que a introdução de elementos horizontais em madeira, pedra ou aço permitem um reforço desses cunhais.

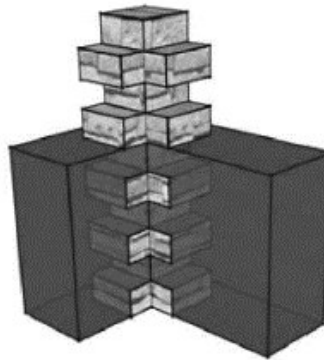


Figura 18: Representação da cunha reforçado com blocos pedra com reentrâncias.

**C. Vigas de bordadura e de Fundação** (Figura 19): As vigas de bordadura funcionam como elemento de distribuição das cargas existentes na cobertura que, perante um abalo sísmico, evita a fendilhação ou separação das paredes (Cruz, 2010). As vigas de fundações para as construções em terra crua são de fundamental importância e servem não só para fazer as descargas no solo de fundação, como também para ajuda a evitar a subida da humidade por capilaridade, que pode afetar o desempenho da construção. Desta forma, a fundação mais aconselhada para a construção em terra é a de sapata corrida, permitindo a distribuição uniforme das cargas a toda a fundação.





Figura 19: Chonometry Tower na Suíça, (Cimino, (2012)).

**D. Reforço Interno (elementos verticais e horizontais):** A utilização de elementos horizontais e verticais é o tipo de reforço mais aplicado na construção (Houben & Guillaud, 2008). A sua utilização confere maior ductilidade e resistência à tração. Os elementos de reforço podem ser constituídos por varas de diferentes materiais (madeira, bambu, nylon, canas, metal ou até malhas). Os reforços verticais são introduzidos através da colocação de varas colocadas no interior dos BTC. São normalmente formados por vários elementos espaçados entre si, e devem estar amarrados à viga de coroamento e de fundação do edifício. Segundo CRATerre (1989), estes reforços não devem distanciar-se entre si mais do que 0,50 m e devem ser envolvidas com uma argamassa, de forma a promover uma boa ligação às paredes, tal como se ilustra na Figura 20 e Figura 21. Estes elementos devem ser fixos a ambas as vigas, fazendo com que o edifício se comporte monoliticamente. Relativamente aos esforços horizontais, (Minke, 2005) refere que estes não permitem uma boa compactação e de não se ligarem bem à terra, fragilizando as paredes em certos pontos, levando ao aparecimento de fissuração horizontal perante um sismo. Segundo Cruz, (2010) que resume algumas tipologias descritas por diversos autores: na coluna A estão representados os reforços pelo exterior; na coluna B no interior; e na C os vários tipos: no C1 o sistema misto, o C2 corresponde a um reforço de betão exterior e o C3 a bandas horizontais de madeira ou betão (ver Figura 22).



Figura 20: Colocação de argamassa e varões de aço(7).



Figura 21: Colocação de elementos verticais(8).

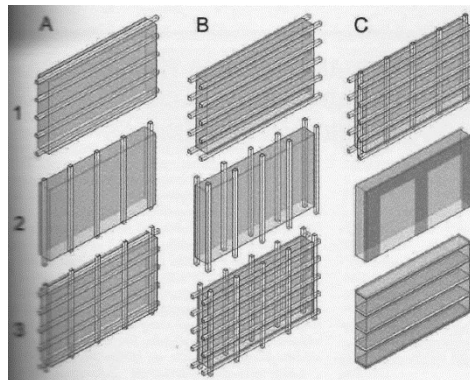


Figura 22: Reforço interno e externo com elementos verticais e horizontais (Cruz, (2010)).

**E. Reforço com malhas** ( Figura 23 e Figura 24): O sistema consiste em colocar uma treliça de aço que a envolver a parede, formando um malha super-resistente perante um abalo sísmico. A colocação de malhas tem como principal objetivo o confinamento da parede, assim, um aumento da resistência das paredes sob ação sísmica em ambas as direções principais da parede. Esta técnica é utilizada em diversos países e já foi sujeita a várias investigações pela universidade católica do Perú, que demonstra que adição de geomalha biaxiais para estruturas de BTC com vista a melhorar a resistência da estrutura, perante um abalo sísmico aumentava a resistência nas forças constantes e deslocamentos produzidos pela ação sísmica.

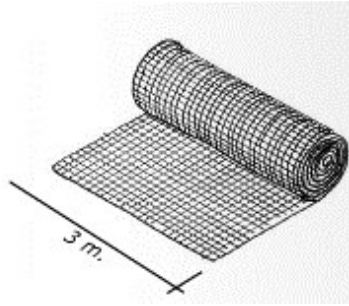


Figura 23: Malha a aplicar (5).

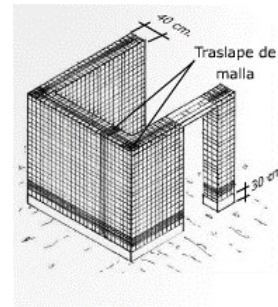


Figura 24: Aplicação da malha (5).

**F. Reforço com tela de aço:** consiste na colocação de telas de aço, tanto ao nível interior como exterior. Para que ambas as telas fiquem ligadas são colocados arames galvanizados (com  $\varnothing$  8 mm e distanciados entre si cerca de 20 cm) que atravessam a parede por orifícios perfurados. Estas perfurações e colocação dos arames de amarração são realizadas antes da colocação da malha. Estes orifícios devem, ficar preenchidos pelos arames de amarração e por uma argamassa à base de cal e areia, a qual funciona como argamassa de fixação. Seguidamente, e antes da aplicação das telas, a parede é humedecida para garantir uma maior aderência. São, então, colocadas as telas no sentido vertical, começando nos cantos e espaçadas 150 cm entre si e só depois de colocadas todas as telas no sentido vertical são colocadas as telas no sentido horizontal, as quais envolvem todo o edifício, uma na base e outra no topo das paredes (ver Figura 25). Por fim, a parte da parede coberta pela malha é rebocada com uma argamassa. Nos casos em que se pretende rebocar a restante parede é aconselhável a colocação de uma rede própria para rebocos. Esta opção torna-se bastante vantajosa uma vez que previne o aparecimento de futuras fissuras.

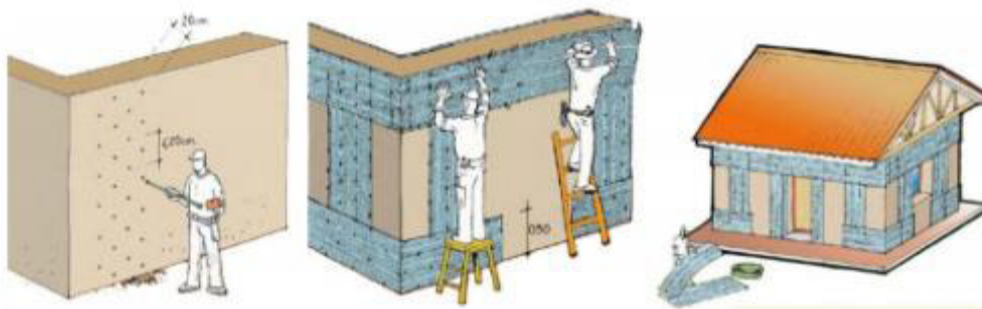


Figura 25: Esquema de aplicação da tela em aço inox.

Além da malha ou com telas de aço, pode ser aplicado uma rede de Juta ou fibra de vidro. Estas redes servem para reforço do reboco de argila. Reforça a estabilidade e evita rachaduras no reboco de argila (reboco de barro) tanto no emboço como no reboco de acabamento. A rede é

aplicada na argamassa húmida colocada e apertada com uma espátula. A sobreposição da rede é de aproximadamente 10 cm. Tamanho da malha de 5 mm × 5 mm. Composto por fibras naturais de juta.



Figura 26: Rede de Juta (6).



Figura 27: Rede de fibra de vidro (6).

### 2.5.3. Estudos anteriores com BTCs

#### 2.5.3.1. Ensaio de caracterização de BTCs

A construção em terra tem sido algo de uma grande interesse por parte da comunidade académica e investigadores. O trabalho desenvolvido por Sturm et al., (2014) no decorrer do projeto HiLoTec, trata no desenvolvimento de um sistema construtivo com blocos de terra compactada com junta seca, para implementar em países em desenvolvimento, nomeadamente no Malawi. Os blocos possuem uma geometria que permite que estes sejam encaixáveis, não necessitando de argamassa, e além disso possuem dois furos que permite aligeirar o seu peso, e ainda a passagem de redes ou o reforço com armaduras, caso seja necessário. O objetivo deste sistema construtivo era ser facilmente adaptável ao local de construção e aos materiais aí existentes, através de um sistema de construção simples e de fácil execução.

O solo proveniente do Malawi possui percentagens de argilas ( $\approx 5\%$ ) e necessita de sofrer uma estabilização com cimento de forma que se processasse a coesão das partículas e que fosse possível atingir uma tensão de rotura à compressão de cerca de 2 MPa. A campanha experimental necessitava de uma grande quantidade de solo, para complementar foi utilizado um solo português muito semelhante que foi estabilizado com 5% de cimento e com 10% de caulino, de forma a obter a mesma trabalhabilidade do solo do Malawi, essencial no processo de fabrico dos BTCs. Os resultados obtidos são apresentados de forma sumária na Tabela 4.

Tabela 4: Resultados obtidos por Sturm et al., (2013).

<b>Tipo de ensaio</b>	<b>Resistência média (MPa)</b>	<b>Módulo médio (MPa)</b>	<b>Energia de fratura (Nm/m<sup>2</sup>)</b>
Compressão Cilindros	1,10	106	n/a
Tração indireta Cilindros	0,06	n/a	n/a
Compressão Bloco	2,34	163	n/a
Flexão- Bloco	0,21	n/a	18,1
Compressão Prismas	0,87	129	2380
Compressão Paredes	0,53	102	n/a
Prismas ao corte	0,73 $f_p$ + 0,035	n/a	n/a

\*n/a: não se aplica

Os autores referem que os resultados obtidos são um pouco mais baixos do que os normalmente encontrados em ensaios já realizados. Este facto pode dever-se ao solo recolhido no Malawi não ser de boa qualidade. No entanto, os resultados obtidos situam-se dentro dos limites mínimos exigidos pelas normas.

Na Universidade Nacional Experimental de Táchira, na Venezuela, efetuou um estudo com o intuito de otimizar as características mecânicas e de durabilidade útil dos edifícios. Para tal, foram construídos blocos de adobe modificados com um estabilizante, de forma a encontrar uma mistura que apresentasse melhores características mecânicas. Os adobes fabricados tinham  $290 \times 140 \times 105 \text{ mm}^3$  e o estabilizante usado nas misturas foi o cimento Portland do tipo I Useche, (2006). A Tabela 5 apresenta as composições e as resistências à compressão obtidas. Entre vários fatores observados, verificou-se que a humidade do adobe era decisiva para o seu comportamento e duração. Concluiu-se ainda que a mistura que adquiriu uma maior resistência à compressão, foi aquela que continha terra, areia e cimento nas proporções 2/3:1:8 (Useche, (2006)).

Tabela 5: Formulação das misturas e respetivas resistência à compressão (Useche, 2006).

<b>Formulação das misturas</b>	<b>Composição</b>	<b>Resistência à compressão (MPa)</b>
Cimento; areia; Material reciclado	½:4:9	1,81
Cimento; areia; Terra	1:2:9	2,55
Cimento; areia; Terra	2/3:1:8	3,04

### 2.5.3.2. Ensaio de elementos estruturais

Em 2006 o Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro efetuou ensaios em laboratório e *in situ* em paredes, sob solicitações verticais permanentes, combinadas com solicitações horizontais cíclicas, como se fossem induzidas por sismos, com o objetivo de caracterizar a rigidez, a capacidade resistente, a capacidade de dissipação de energia e o mecanismo de colapso das alvenarias de adobe existentes na região de Aveiro. A parede construída em laboratório (Figura 28), com o material recolhido das construções tradicionais, possuía uma altura de 1,08 m, uma largura de 1,02 m e uma espessura de 0,185 m. O valor de resistência à compressão do adobe utilizado foi de 1,10 MPa e de 147,3 MPa de módulo de elasticidade. Para as juntas, usou-se uma argamassa com resistência à compressão de 1,42 MPa e módulo de elasticidade de 112,8 (Varum, et al., 2006)

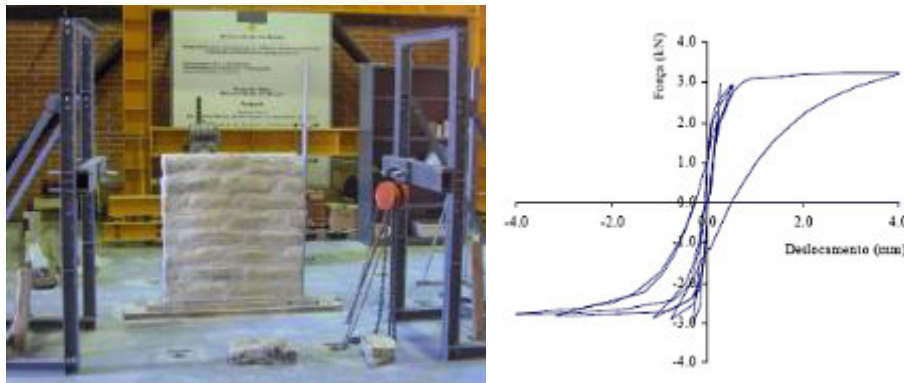


Figura 28: Esquema de ensaio e resultados do ensaio (Varum et al., 2006).

Anteriormente a realização do ensaio cíclico, aplicou-se uma carga de confinamento vertical de 2,86 kN no topo da parede. Foram impostas forças horizontais no plano da parede, em ciclos de amplitude crescente até ao seu colapso. A força horizontal máxima obtida é 3,20 kN (Varum et al., 2006). Com este ensaio, concluiu-se que o modo de rotura verificado foi o característico para este tipo de paredes de alvenaria e para os níveis de tensão vertical em causa (Varum et al., 2006).

Dos ensaios realizados *in situ* para os efeitos dinâmicos obteve-se uma frequência de 2,20 Hz na direção transversal da parede, e um módulo de elasticidade médio na ordem dos 101,2 MPa. No caso dos ensaios cíclicos no plano, o valor da força horizontal máxima aplicada na parede foi de 10,7 kN. A carga não foi elevada para um nível superior, para ser possível a realização do ensaio cíclico, para fora do plano da parede. Neste segundo ensaio, o valor máximo da força

aplicada foi de 0,69 kN e verificou-se para um deslocamento de 16 mm ocorreu o colapso (Varum et al., 2006).

No Perú existe uma elevada percentagem da população que vive em construções de alvenaria de adobe. É também um país com sismicidade significativa, razão pela qual realiza-se investigação sobre o comportamento sísmico neste tipo de construções. Na Universidade Católica do Perú tem desenvolvido estudos nesse âmbito. Um desses estudos consistiu na construção de uma parede de geometria em planta em I (Figura 29) com um comprimento de 3,06 m, altura de 1,93 m e 0,30 m de espessura, em que os banzos têm uma largura de 2,48 m. A parede no centro da aba continha uma janela de  $30 \times 90 \text{ cm}^2$ . Foram efetuados ensaios cíclicos na direção do plano da parede, usando um atuador com capacidade máxima de 500 kN. Os movimentos da parede foram registados por sensores elétricos (Blondet et al., 2004).



Figura 29: Esquema geral da parede (Blondet et al., 2004).

A parede ensaiada apresentou um comportamento global elástico até um deslocamento imposto de 0,5 mm (drift igual a 0,03%). Continuou-se a aumentar as forças impostas pelo atuador, obtendo-se uma força máxima aplicada pelo atuador horizontal antes de a parede entrar em colapso de 41 kPa (Blondet et al., 2004).

Posteriormente esta parede foi reforçada e ensaiada, de forma a caracterizar o comportamento sísmico de alguns produtos e técnicas usadas no reforço. Neste trabalho de investigação, comprovou-se que o uso de redes exteriores geo-sintéticas aumenta a resistência e a capacidade de deformação dos muros, conseguindo-se um comportamento sísmico comparável ao obtido com reforços de cana e superior ao obtido com o uso de malha electrosoldada (Blondet et al., 2004).



Figura 30: Ensaio do muro com reforço exterior de geomalha (Blondet et al., 2004).

Num outro estudo da Universidade Católica do Perú, também efetuado com materiais de base sintética, realizaram-se ensaios de simulação sísmica em dois modelos de vivendas: o primeiro modelo estava reforçado com uma malha sintética (geomalha, Figura 31), colocada em toda a superfície interior e exterior das paredes; e o segundo reforço através de canas verticais no exterior e cordas na horizontal. As canas são colocadas verticalmente e externamente as paredes, em ambos os lados, no reforço com geomalha, são colocadas cordas na horizontal nas juntas da alvenaria, para amarrar as a rede ao longo de toda a parede envolvente a estrutura, e da altura da parede com um espaçamento de 30 a 40cm, para conectar as duas redes, de fora para dentro da parede, e assim limitar a estrutura dos solos. A geomalha foi coberta com acabamento de gesso adequado, proporcionando o confinamento da estrutura(Torrealva & Vargas, (2005)).



Figura 31: Modelo reforço com malha exterior de plástico (Torrealva & Vargas, 2005).

Os modelos foram ensaiados com e sem reboco. Com a falta de reboco verificou-se uma melhoria nas capacidades de deformação, mas as resistências de corte e de flexão mantinham-se quase iguais. Quando as redes estão impregnadas pela argamassa de reboco consegue-se uma melhoria considerável, tanto nas suas capacidades de deformação, como nas suas resistências. O reboco é assim indispensável para se conseguir um bom controlo da fissuração e para se



evitar um colapso frágil das paredes (Torrealva & Vargas, (2005)). Neste estudo conclui-se também que os materiais industriais utilizados aumentam a capacidade de deformação e a resistência dos muros de adobe, quando o reforço for efetuado com um tecido contínuo em ambas as direções do plano dos muros, e sempre que este se encontre embebido pelo reboco de argila (terra) ou cal (Blondet et al., 2004; Torrealva & Vargas, 2005).

Dowling et al., (2005) no seu estudo realizado aplicou algumas técnicas de reforço nas paredes em U, com o objetivo de encontrar soluções mais eficientes e económicas, utilizando os materiais existentes na região para o desenvolvimento dos respetivos reforços. Algumas das técnicas e materiais usados foram os seguintes:

- Ensaiou a parede 3A no seu estado original (sem reforço) para caracterizar o comportamento estrutural das construções existentes, e ser alvo de comparações para os reforços estudados.
- Colocou pilares vértices concorrentes na parede 3B;
- Aplicou canas de bambu externamente na face interior e exterior da parede, de uma viga de coroamento e na junta horizontal a cada três fiadas foi colocado um arame para amarrar os reforços verticais (parede 3E);
- Aplicou uma cana de bambu interiormente nas paredes, uma viga de coroamento em madeira e uma malha de galinheiro interna a cada três fiadas (parede 3G);
- Aplicação de bambu vertical na face interna da parede e de bambu horizontal na face externa, de uma viga de coroamento em madeira e de uma malha de galinheiro a cada três fiadas (parede 3I).

Antes da realização dos ensaios na mesa sísmica, efetuaram-se algumas leituras às frequências naturais das paredes. Na Tabela 6 estão representados os resultados obtidos após o ensaio.

Deste estudo pode-se concluir que o reforço em alvenarias de adobe é relativamente simples e de fácil execução, utilizando técnicas e materiais de baixos custos. Verifica-se também que as alvenarias de adobe, quando combinadas com soluções de reforços, apresentam-se bastante eficazes ao sismo (Dowling et al., 2005).

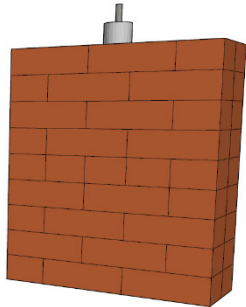
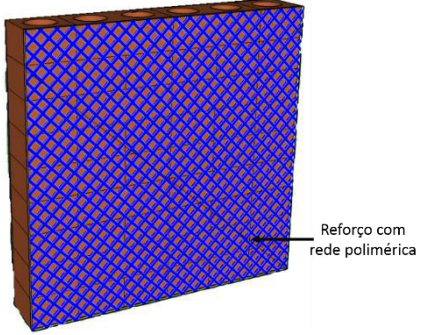
Tabela 6: Resultados das paredes após o ensaio (Dowling et al., 2005).

Rotura típica	Representação dos modos de rotura
<p><b>Parede 3A</b> - rotura na ligação da interface argamassa-tijolo; rotura dos cantos dos blocos de adobe; fraca ligação dos panos concorrentes da parede.</p>	
<p><b>Parede 3B</b> - Apresenta uma rotura semelhante à parede 3A. Apesar da sua rotura se verificar para um nível de deslocamentos maior, a utilização de pilares nos cantos convergentes mostrou-se insuficiente ao ligar os panos da parede.</p>	
<p><b>Parede 3E</b> - Mostra um desempenho melhor que as outras duas atrás apresentadas. A utilização de bambu no seu exterior permitiu uma melhor redistribuição da energia dissipada no interior da estrutura. A fissuração apareceu de uma forma mais gradual e menos acentuada e profunda.</p>	
<p><b>Parede 3G</b> - Mostrou um comportamento muito deficiente, verificando-se uma rotura mais frágil que a correspondente à parede sem reforço. Os danos indicam que o reforço interno com canas de bambu introduziu descontinuidades à estrutura, criando planos de fraqueza. Essas descontinuidades explicam também a baixa frequência obtida pela parede antes do ensaio.</p>	
<p><b>Parede 3I</b> - Mostrou um melhor comportamento face à sua simulação na mesa sísmica. Para uma maior intensidade de deslocamentos impostos verificou-se uma ausência de danos severos. Os danos, observados para uma intensidade de deslocamentos e acelerações impostos, foram muito superiores quando comparados com as outras unidades ensaiadas.</p>	

## 2.6. Sistema de reforço adotado

Através da observação de estudos efetuados anteriormente, verificou-se que o reforço de paredes em BTC com elementos verticais e com reboco armado, revelou-se um método bastante eficaz para aumentar a resistência da construção em BTC. Desta forma, os reforços que iram ser estudados no caso em estudo em paredes de alvenaria de BTC estão representados na tabela seguinte:

Tabela 7: Sistema de reforço adotado.

Tipo de Parede	Esquema representativo
<p><b>Paredes do tipo 1 (R1)</b> – O sistema de reforço sísmico utilizado será através da introdução de reforços internos. Consiste em reforçar as paredes com elementos verticais no interior dos orifícios dos BTCs, com o objetivo conferir maior ductilidade e resistência a tração. Os esforços verticais são transmitidos através da colocação de varão de aço envolvidos por uma argamassa de preenchimento a base de terra.</p>	
<p><b>Paredes do tipo 2 (R2)</b> – O sistema de reforço sísmico aplicado será constituído por um reboco armado, que consiste em colocar rede polimérica envolvida em argamassa de reboco, estendida uniformemente na superfície da parede, com o objetivo de aumentar a resistência das paredes em BTC sob ação sísmica.</p>	

## 2.7. Considerações finais

Neste capítulo foi realizada uma revisão bibliográfica sobre a construção em terra, desta forma foi possível uma melhor compreensão sobre esta temática. Abordou-se questões como as técnicas de construção em terra tradicionais e as mais recentes, as vantagens e desvantagens de edifícios com terra. Dos inúmeros aspetos destacam-se os a seguir enunciados.

A terra como material de construção pode contribuir para a sustentabilidade da indústria de construção, e também pelas vantagens ecológicas e sociais.

O BTC apresenta algumas limitações principalmente à sua baixa resistência à tração, que pode ser superado com soluções de reforço adequadas. Este facto tem-se refletido na crescente procura sobre esta temática por parte de engenheiros e arquitetos, de forma a adaptar a solução mais adequada, tal como se verificou em alguns estudos realizados.

A construção em BTC apresenta imensas vantagens, sendo um método multifacetado e prático. No entanto existem alguns aspetos importantes a ter em conta na construção com BTC, principalmente a adequabilidade do solo, a escolha do ligante mais eficaz, a aplicação de uma pressão de compactação apropriada durante a fabricação, a escolha de argamassas e reforços apropriados que se adaptem a construção terra, com propriedades mecânicas semelhantes, de forma a obter uma conexão entre os diferentes materiais.

## Capítulo 3 - Caracterização dos materiais



### **3.1. Introdução**

Para proceder à avaliação e caracterização do solo utilizado para a construção em BTC, foi necessário recorrer a ensaios laboratoriais realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho (LEST) que possibilitam uma caracterização quantitativa. A execução dos ensaios permite a caracterização geotécnica do solo. Neste sentido, foram realizados os seguintes ensaios: (1) análise granulométrica; (2) limites de consistência, nomeadamente limite de liquidez e retração; (3) avaliação das propriedades de compactação; e (4) determinação da densidade das partículas sólidas.

Ao longo deste capítulo serão descritos os ensaios realizados, bem como os resultados obtidos e sua análise. Por fim, será realizada uma discussão acerca da aptidão do solo da região do Minho no seu estado natural para a construção em terra, bem como o tipo de estabilização adotada.

Ainda neste capítulo e com o intuito de garantir que os materiais utilizados no reforço das construções em terra fossem os mais representativos da sua construção original e com resistências semelhantes à construção em terra, foi efetuada uma pesquisa aos materiais existentes no mercado. Posto isto, desenvolveu-se uma campanha de ensaios experimentais sobre os materiais escolhidos, nomeadamente ensaios de tração de uma rede polimérica, ensaios de arrancamento do varão com vista a caracterizar todos os materiais utilizados e ensaios em argamassas.

### **3.2. Descrição dos materiais utilizados**

Os BTC têm como principal constituinte a terra, e como constituinte suplementar a água, em alguns casos é utilizado um estabilizador que pode ser químico, físico ou biológico. No caso prático em estudo foi utilizado um solo da região do Minho, localizado em Guimarães na Freguesia de Tabuadelo. O estabilizador químico utilizado no fabrico dos BTC foi o cimento.

### **3.3. Solo utilizado**

Na construção em terra o solo normalmente utilizado é um solo com um elevado teor em argila. O solo utilizado no caso de estudo que aqui se apresenta é um solo da região do Minho que

advém da decomposição da rocha granítica, ou seja um solo arenoso. Após a escolha do solo a utilizar no fabrico dos BTC, o solo foi submetido a uma série de ensaios com o objetivo de o caracterizar geotecnicamente, avaliando se a sua utilização é viável para a construção em terra, e caso necessário, corrigir a curva granulométrica do solo através da incorporação da fração necessária. Os ensaios realizados a este solo são: (1) análise granulométrica; (2) equivalente de areia; (3) limite de liquidez; (4) ensaios de Proctor leve e pesado; e (5) ensaio de azul-de-metileno.

### 3.3.1. Análise Granulométrica

Este ensaio tem como objetivo determinar a quantidade de partículas pelo tamanho, a partir de uma determinada amostra de solo, de forma a conhecer a textura específica do mesmo. Para a realização deste ensaio foram utilizados uma série de peneiros com diferentes aberturas. A análise granulométrica foi realizada conforme a norma LNEC E196, (1966).

Numa primeira fase, começou-se por peneirar a amostra até se obter o solo que ficou retido no peneiro #10, considerando este como um conjunto de grãos grossos composto por cascalho e areia, dependendo do diâmetro de cada partícula. Numa segunda fase, o solo passado no peneiro #10 foi devidamente esquarterado até se obter uma fração de aproximadamente 100 gr como indica a especificação, uma vez que se está perante um solo arenoso. Posteriormente, adicionou-se 100 ml de solução antifloculante à amostra, por forma a existir uma melhor dispersão entre as partículas. Misturou-se a solução num agitador elétrico durante um período de 15 minutos e seguidamente, com auxílio do peneiro de 0,074 mm (peneiro #200), procedeu-se à peneiração da amostra húmida, transferindo todo material passado para uma proveta. Contudo, foi necessário avaliar a quantidade de silte e o teor de argila presente neste solo, recorrendo ao ensaio de sedimentação. Este ensaio permite conhecer a quantidade de partículas com diâmetro inferior a 0,075 mm e assim completar a informação referida anterior ao processo de sedimentação. Também permite determinar a distribuição do tamanho de partículas do solo, assim como, determinar a adequabilidade do solo para a construção em BTC.

Pela observação e análise da curva da Figura 32 e Tabela 8, pode-se concluir que este é um solo residual típico do Norte do País. O solo apresenta uma boa distribuição de grãos, estando presentes os quatro tipos: cascalho, areia, silte e argila. É um solo com granulometria extensa, pois contém uma vasta gama de partículas, desde as de grandes dimensões até às de pequena



dimensão de uma forma contínua. Quanto à densidade das partículas, a norma NP 83, (1965) corresponde ao quociente da massa de um dado volume dessas partículas à temperatura ambiente, pela massa de igual volume de água destilada. Em geral, as partículas de solo apresentam uma densidade de sensivelmente  $2,65\text{g/cm}^3$ , sendo o valor obtido bastante próximo deste, com valor de  $2,62\text{g/cm}^3$ .

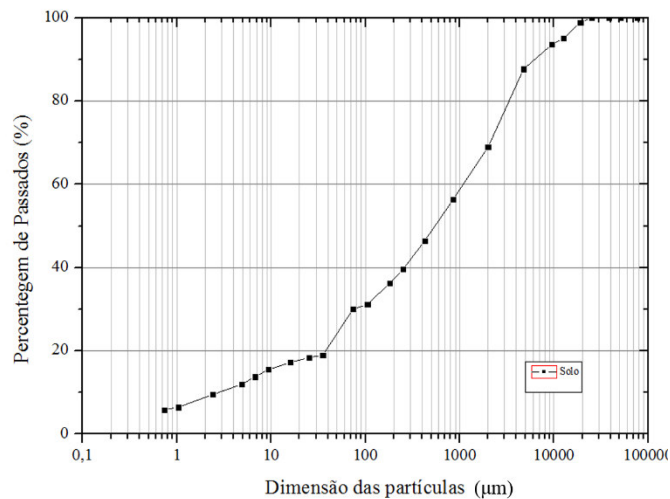


Figura 32: Curva granulométrica obtida pelo processo de sedimentação.

Tabela 8: Percentagem da curva granulométrica.

<b>Análise granulométrica</b>	<b>Gravilha (%)</b>	5,9
	<b>Areia (%)</b>	55,2
	<b>Silte (%)</b>	14,8
	<b>Argila (%)</b>	8,6
<b>Densidade das partículas</b>	<b>Peso específico (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2,62

Como referido anteriormente este ensaio permite determinar o tamanho e a distribuição dos grãos no solo. Posto isto, para além de avaliar a curva granulométrica obtida foi também realizada uma análise comparativa com outros fusos granulométricos propostos por outros autores, que permitem definir a adequabilidade de um solo para a construção em BTCs. Deste modo, será feita em primeiro lugar uma comparação da curva obtida com o fuso proposto por Viana da Fonseca, (1996) que mostra uma curva típica de solos residuais do Norte de Portugal. Seguidamente é realizada uma outra abordagem tendo em conta o critério proposto por Houben & Guillaud (1994), que indicam a adequabilidade do solo para construção em terra. No entanto, apesar de serem suficientes as abordagens dos autores mencionados, foi analisada uma outra

proposta realizada pelo LNEC (1953) sendo que esta se aplica à construção em adobe, podendo também ser utilizada para a construção em BTC. Na Figura 33 são apresentadas as abordagens dos diversos autores.

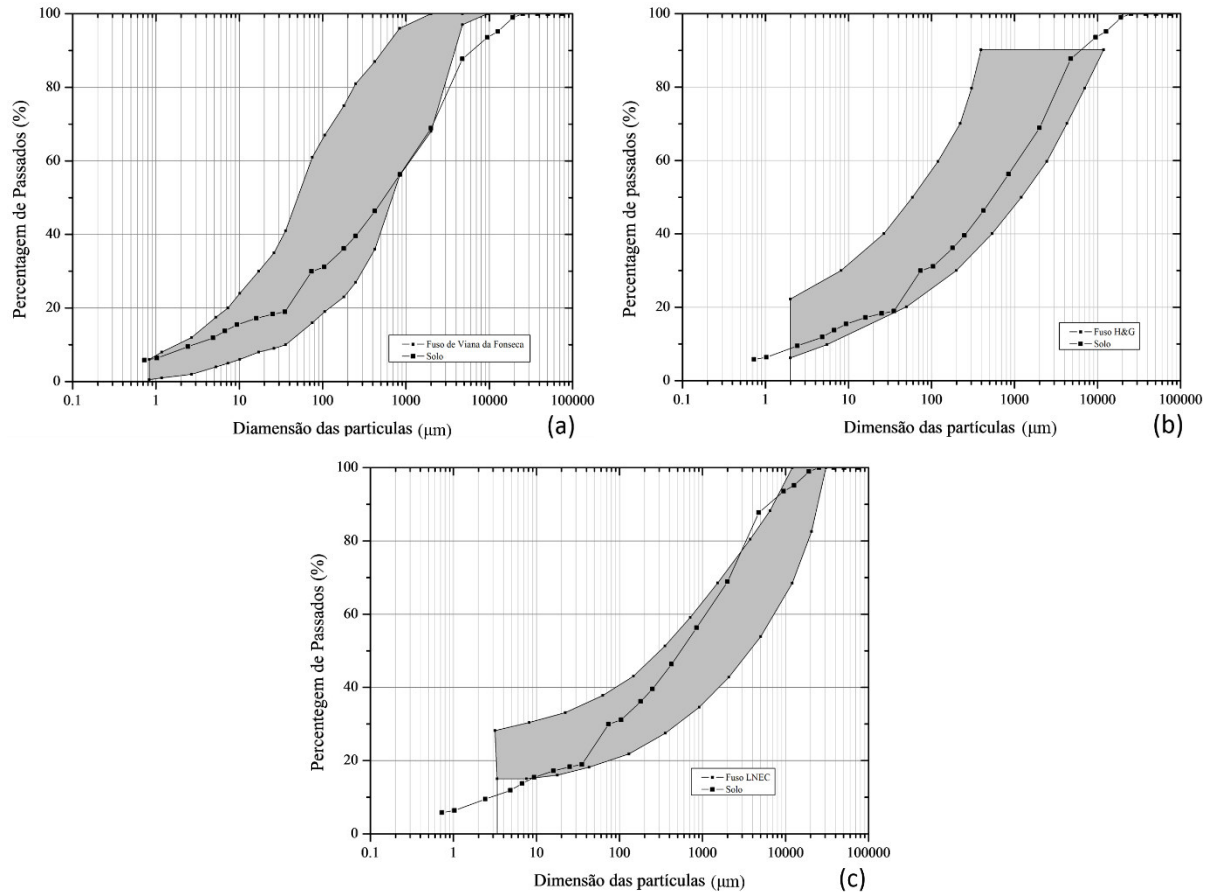


Figura 33: Curva granulométricas do solo e adequabilidade para construção em terra: (a) fuso granulométrico proposto do Viana da Fonseca (1996); (b) fuso granulométrico proposto por Houben & Guillaud (1994); (c) fuso granulométrico proposto por LNEC (1953).

Pela observação das curvas expostas, conclui-se de forma inequívoca que o solo em análise é um solo residual típico do norte de Portugal, tal como referido por Viana da Fonseca, (1996) e que pode ser verificado na Figura 33 e na Tabela 11, estando a maior parte da curva dentro do fuso granulométrico. Desta forma é possível concluir que a amostra utilizada é representativa do solo residual granítico do norte de Portugal.

Tal como já referido anteriormente, através do ensaio de análise granulométrica conclui-se que o solo utilizado é maioritariamente constituído por areia, apresentando uma boa distribuição de grãos, estando presentes os quatro tipos: cascalho, areia, silte e argila. Estes resultados em comparação com o fuso granulométrico recomendados por Houben e Guillaud (2008) e LNEC (1953), permitem verificar que o solo apresenta um maior desvio relativamente à percentagem

de finos do que o recomendado, o que não impede a construção em terra com o respetivo solo. No entanto, achou-se importante que para a realização do presente trabalho se processasse à adição de 5% de caulino de forma a aumentar a quantidade de finos.

### 3.3.2. Limites de consistência

Os limites de consistência são os teores em água que correspondem às fronteiras do estado de comportamento distinto do solo fino. Os estados dividem-se em sólidos, semissólidos, plástico e líquido.

#### 3.3.2.1. Limite de Liquidez

O limite de liquidez é o teor em água para o solo se passar a comportar como um líquido, ou seja de acordo as normas Portuguesas NP143, (1969), apresenta um comportamento "fluido", quando sujeito a 25 pancadas na concha de Casa Grande.

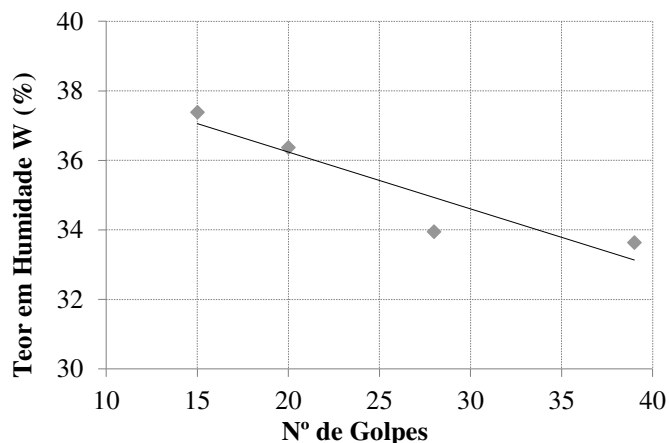


Figura 34: Gráfico do ensaio de limite de liquidez.

#### 3.3.2.2. Limites de plasticidade

O ensaio do limite de plasticidade consiste em fazer rolar o solo entre os dedos e uma placa de vidro. Quando o filamento cilíndrico rompe para um diâmetro de 3 mm, determina-se o respetivo teor em água, sendo este o valor do limite de plasticidade. No caso do presente solo é necessário salientar que não foi possível realizar o ensaio de limite de plasticidade, devido à baixa percentagem de argila no solo, tratando-se dessa forma de um solo não plástico.

Tabela 9: Resultados obtidos pelo ensaio de Limite de consistência.

<b>Limites de Consistência</b>	Limite de liquidez WL (%)	27
	Limite de plasticidade WP (%)	–
	Limite de retração WS (%)	–
	Índice de plasticidade IP = WL – WP (%)	7
	Índice de retração IS = WL – WS (%)	–
		Solo não plástico

O resultado obtido para o ensaio do limite de liquidez foi conseguido segundo a norma NP143, (1969). O valor obtido de 27% (Tabela 9), não está de acordo com o recomendado por Doat, et al., (1991) que indicavam valores entre 30 e 35% para o limite de liquidez. Este valor aponta para uma baixa variação de volume a que este solo está sujeito.

Dos limites de consistência concluiu-se que o solo é não plástico, confirmando os resultados do ensaio de sedimentação que indicava a existência de pouca argila.

Pela análise da Tabela 1 que consta no Anexo I, e por observação dos resultados obtidos na análise granulométrica, pode ser dito que o solo em estudo é constituído principalmente pela fração de areia, sendo classificado de acordo com a classificação unificada dos solos como SM – areia siltosa.

### 3.3.3. Ensaio equivalente de areia

O ensaio de equivalente de areia permite estimar a percentagem de areia existente na fração do solo com dimensões inferiores a 2 mm, tendo por base as distintas velocidades de deposição das partículas do solo dispersas numa suspensão de solo e flocculante. Numa primeira fase, é necessário peneirar o solo com partículas inferiores a 2 mm de diâmetro. Num segundo momento, é necessário encher a proveta cilíndrica até à marca inferior com flocculante, seguida da introdução da fração de solo. A suspensão é agitada durante 30 segundos e, posteriormente, introduzido flocculante por intermédio do tubo de lavagem, inserido até à base do provete, de modo a provocar a suspensão das partículas mais pequenas acima das partículas de areia, até que a suspensão atinja a marca superior. Após 20 minutos, foi medido o valor do equivalente de areia SE, que é calculado pela diferença entre a altura livre total e a altura da camada superior do flocculado até à base da proveta cilíndrica.

No ensaio de equivalente de areia, o valor obtido foi de 25% de areia, que se encontra presente na fração de solo com dimensões inferiores a 2 mm.

### 3.3.4. Ensaio azul-de-metileno

O ensaio de azul-de-metileno é executado de acordo com a norma EN 933-9 (2002) e consiste na determinação da atividade das argilas contidas num solo, através da troca iónica entre os cátions existentes na superfície das partículas de tamanho inferior a 2mm. O ensaio processa-se através da dissolução das partículas da amostra com dimensões inferiores a 2mm em 500ml de água destilada. O corante azul-de-metileno é adicionado (ver Figura 35 (a)) e após um minuto de mistura é retirada uma gota da suspensão sendo esta depositada em papel de filtro. O depósito da suspensão no papel de filtro forma uma mancha azul escura circundada por uma zona húmida sem cor. Este processo é repetido até que seja obtida na zona húmida, circundante à mancha azul, uma auréola azul clara persistente de cerca de 1 mm (ver Figura 35 (b)).

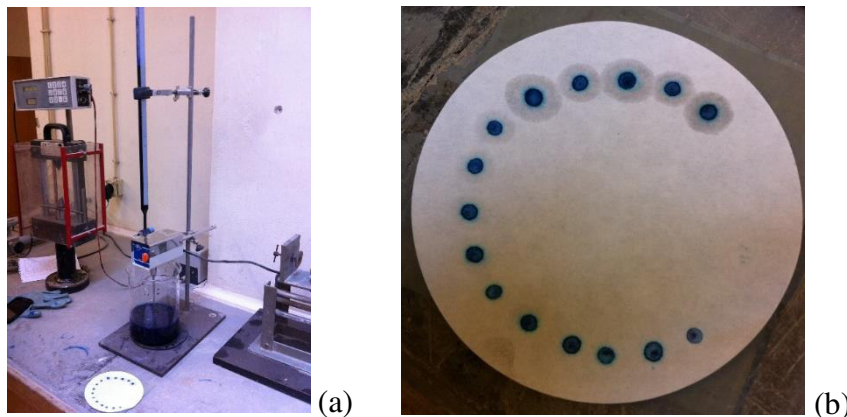


Figura 35: Ensaio de azul-de-metileno: (a) Agitação da água destilada durante 5 minutos; (b) Verificação da saturação atingida;

Quando é obtida a auréola azul clara dá-se por concluído o ensaio e regista-se o volume de corante de azul-de-metileno adicionado. Através da equação 1 é possível obter o valor de azul-de-metileno MB relacionando a massa da amostra e do volume de corante de azul-de-metileno.

$$MB = \frac{V_1}{M_1} \times 10 \quad 1$$

onde  $V_1$  é o volume total de corante injetado (em mililitros) e  $M_1$  é a massa da amostra (em gramas). O valor de MB obtido é de 5,6 gramas de corante por gramas de fração granulométrica do peneiro 2mm.

Fabbri (1994), sugere uma metodologia para determinação da atividade de argilo-minerais em função do valor do azul-de-metileno e da percentagem de argila. Este autor define coeficiente de atividade (CA) como coeficiente para a classificação da atividade dos argilo –minerais, que é obtido a partir do ábaco que se apresenta na Figura 36.

Através da observação da Tabela 10 em conjunto com Figura 36 verifica-se que o solo tem pouca atividade, o que confirma o obtido no ensaio de análise granulométrica e de limites de consistência. A baixa atividade da argila contida num solo reduz a consistência do mesmo e consequentemente influencia o seu comportamento mecânico diminuindo a capacidade resistente do solo

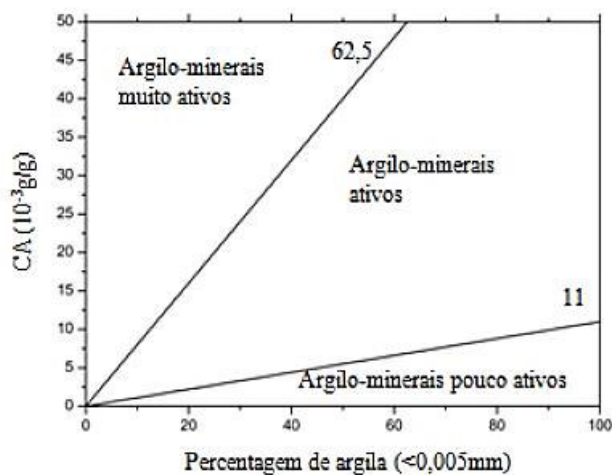


Figura 36: Ábaco para a caracterização do grau de atividade de fração argilosa dos solos (Fabbri, 1994).

Tabela 10: Atividade dos argilo-minerais em função do coeficiente de atividade (Fabbri, 1994).

<b>Coeficiente de atividades-MB (10<sup>-3</sup> g/g)</b>	<b>Atividade dos Argila-Minerais presente no solo</b>
MB<11	Pouco ativos
11<MB<80	Ativos
MB>80	Muito Ativos

### 3.3.5. Ensaio de Proctor

Para obter o teor ótimo de humidade correspondente a uma dada baridade seca máxima do solo foram executados os ensaios de Proctor Leve, e de Proctor Pesado. O que distingue estes dois

ensaios é a energia de compactação utilizada (Figura 37). Estes permitem determinar a relação entre a baridade seca e o teor em água do solo após a compactação a uma dada energia. No presente caso é mais importante a compactação leve, uma vez que é a compactação mais próxima da utilizada para o fabrico dos BTCs.

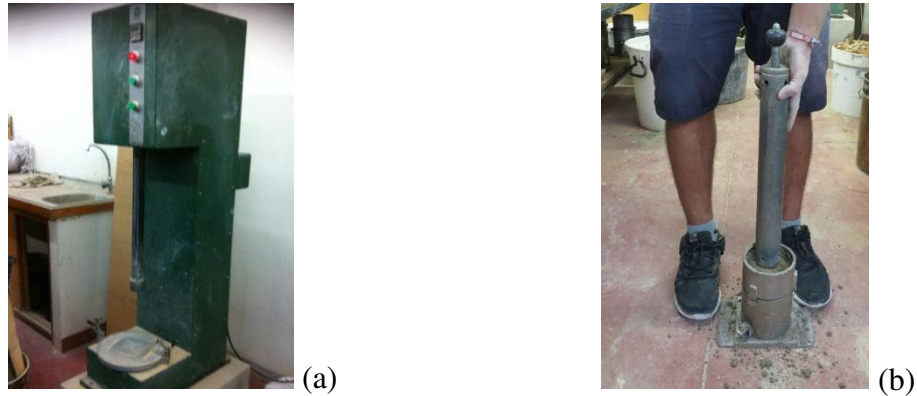


Figura 37: Compactador: (a) Proctor pesado; (b) Proctor leve;

O procedimento de ensaio utilizado fundamenta-se na especificação do LNEC E 197, (1967). Numa primeira fase, o solo deve estar seco e devidamente esquadrelado. Devem ser preparadas 6 amostras, visto que é necessário obter uma curva de compactação na qual 4 pontos devem estar situados abaixo do ponto correspondente ao teor ótimo, e 2 pontos devem-se encontrar acima do teor, sendo que cada amostra deve difere em cerca de 2% de teor em água teórico entre elas. O solo homogeneizado é introduzido em 3 camadas no molde pequeno. Sendo que em cada camada são aplicadas 25 pancadas pela sua superfície. O processo repete-se para todas as amostras. Após a compactação do solo, o provete é pesado e são retiradas duas amostras de cada uma das extremidades, a cerca de 2 cm de profundidade, que serão utilizadas para determinar o respetivo teor em água( ver ilustração da Figura 38).



Figura 38: Procedimento de ensaio de compactação de Proctor.

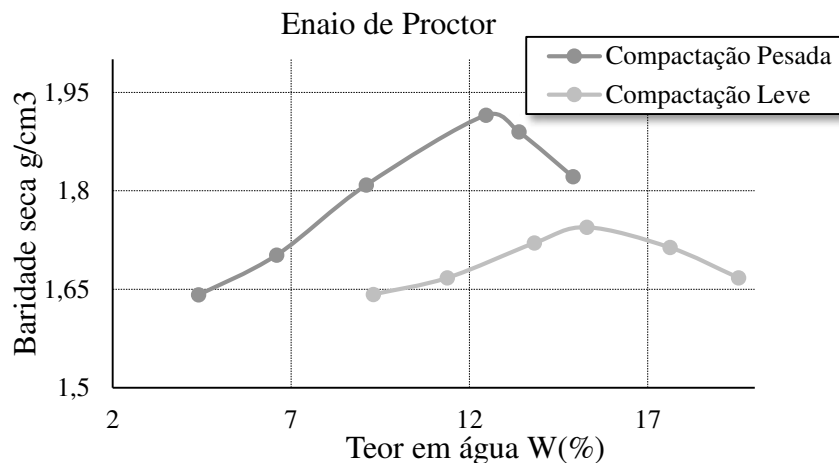


Figura 39: Resultados obtidos pelos ensaios de Proctor.

Tabela 11: Resultados obtido pelo ensaio de Proctor.

<b>Ensaio de Proctor Leve</b>	Teor em água ótimo (%)	15,9
	Baridade seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	1,75
<b>Ensaio de Proctor Pesado</b>	Teor em água ótimo (%)	12,6
	Baridade seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	1,92

A informação obtida pela análise das curvas de compactação é de extrema importância para determinação do teor em água ótimo e respectiva baridade seca máxima. Esta informação é fundamental para obtenção de resultados mais precisos, visto que estas características influenciam a resistência e a durabilidade das construções em terra. Pela análise do Figura 39, que relaciona as curvas das diferentes energias de compactação com o teor em água, verifica-se uma diminuição do teor em água ótimo da compactação leve em comparação com a compactação pesada. Pela Tabela 11 verifica-se também um aumento da baridade seca para o método de compactação pesada em relação à leve. Logo, é possível concluir que com o aumento do nível de compactação a baridade seca máxima será maior e que, por sua vez, se dá a diminuição da permeabilidade e porosidade do solo, o que se traduz numa maior resistência. Ainda sobre a baridade do solo, Doat et al., (1991) definem que um solo de fraco desempenho tem uma baridade seca máxima entre 1,65 g/cm<sup>3</sup> e 1,76 g/cm<sup>3</sup>. Sendo o valor obtido igual a 1,75 g/cm<sup>3</sup>, conclui-se que o solo em estudo está muito próximo do valor superior, não sendo o mais apropriado para o fabrico de BTCs não estabilizados, uma vez que as propriedades geotécnicas não são suficientes para a obtenção de BTCs com a resistência e durabilidade



adequada. Portanto, é necessário utilizar um ligante, tendo-se definido no presente caso em estudo o cimento numa relação em volume de 10%.

Depois de observado o teor em água obtido no ensaio de Proctor leve, cujo valor é 15,9%, e no Proctor pesado, que apresenta um valor de 12,6% é possível referir que existe uma diferença de aproximadamente 4% no teor em água ótimo obtido pelos dois ensaios. Como foi referido anteriormente, o valor a utilizar deve ser o obtido pelo ensaio de Proctor leve, uma vez que o nível de compactação que se consegue atingir no fabrico dos BTC é muito próxima deste valor.

### **3.4. Estabilização do solo adotada**

A estabilização do solo é uma técnica que permite melhorar as características de um solo natural, neste caso para fins construtivos. Tendo em conta a importância do método de melhoramento do solo para este trabalho, apresenta-se neste subcapítulo uma descrição do processo realizado até obtenção dos provetes estabilizados e das quantidades usadas.

Uma vez que foi estudada a distribuição do tamanho das partículas do solo utilizado, verificando-se que o solo em questão é um solo residual granítico típico do Norte de Portugal, foi necessário recorrer aos estudos realizados por Strurm et al. (2014) e Useche (2006), os quais analisaram diferentes processos de estabilização do solo com cimento. Dos vários processos de estabilização, a utilização de cimento e caulino surge como uma forma de melhoramento das propriedades mecânicas do material. Na análise da norma australiana HB 195 (2002), é possível verificar que esta define uma série de possibilidades, nomeadamente a estabilização com cimento. Esta norma define que o solo deve conter entre 45% a 80% de areia e gravilha, com dimensões máximas de 6mm, levando a que o solo utilizado seja um solo que cumpre este parâmetro, uma vez que apresenta 62% destas frações. A mesma norma define que a quantidade de silte se deve situar entre 15 a 30%, sendo que no caso em estudo este valor é de 14,9%. No que diz respeito ao valor máximo recomendado para a quantidade de argila presente na amostra esta deve-se situar em valores próximos de 25%, sendo que, no caso do solo estudado, a quantidade de argila presente é 8,6%. A norma indica ainda que o valor do limite de liquidez deve ser menor que 40%, tendo sido obtido para este parâmetro um valor de 27%. É assim possível afirmar que todos os parâmetros se encontram muito próximos dos exigidos, conduzindo a que o estabilizante escolhido fosse o cimento. A estabilização consiste em adicionar ao solo uma substância capaz de solidarizar os grãos de areia e as partículas argilosas

de forma a obter um esqueleto interno que faça oposição à capacidade de absorção de água pela argila, aumentando a resistência do bloco

Através do ensaio de granulometria e da sua comparação com outros fusos granulométricos, e como já referido anteriormente, é possível concluir que a percentagem de finos é reduzida, existindo, dessa forma, a necessidade de se proceder à sua correção granulométrica através da adição de 5% de caulino. Esta adição tem como principal intuito o aumento da percentagem de finos, o que por sua vez aumenta a coesão, que é relevante na fase de conceção dos BTC. Uma baixa capacidade de coesão do solo faz com que os BTC ao serem retirados da prensa se encontrem fragmentados.

Segundo as Diretivas da CRAterre os solos com teores de água ótimos entre 9 e 17% são os mais fáceis de estabilizar, através do ensaio de Proctor. No caso deste solo, o valor do teor em água é de 15,9% para o ensaio de proctor leve e de 12,6% para o ensaio de proctor pesado.

Portanto, a composição utilizada para o fabrico dos BTC de objeto de estudo deste trabalho esta representada na Tabela 12.

Tabela 12: Composição da mistura de BTC.

	<b>Solo</b>	<b>Cimento</b>	<b>Caulino</b>
	85%	10%	5%
Peso 1 BTC	5655,95g	665,41g	332,70g
Traço em volume	1	1	9

### 3.5. Resistência à compressão de cilindros

Após a escolha da formulação utilizada para o fabrico dos BTC é necessário determinar a resistência da mesma. Na secção seguinte, apresentam-se os ensaios e os resultados obtidos.

Na avaliação das características mecânicas de um material é importante a adequabilidade para a construção e a resistência à compressão. Para tal, foram realizados ensaios à compressão uniaxial onde é aplicada de uma força uniaxial ao provete até atingir a rotura.

Foram fabricados 6 provetes cilíndricos com 200mm de altura e 100mm de diâmetro, em que a composição da mistura utilizada no seu fabrico é idêntica à mistura escolhida para fabrico dos BTC. Dos provetes fabricados, 3 provetes foram utilizados para o ensaio à compressão e 3 para

determinação do módulo de elasticidade. Depois de proceder a uma cura de 30 dias, os cilindros foram submetidos ao ensaio de compressão uniaxial, realizado através do controlo monotónico do deslocamento axial, com uma velocidade de  $3\mu\text{m/s}$  para uma célula de carga com capacidade de 100 kN. As deformações verticais foram medidas com recurso a 3 LVDT colocados no terço central do provete, enquanto um LVDT exterior atuava como controlo do deslocamento de ensaio. Para fazer uma análise rigorosa de resultados foram obtidas as resistências à compressão e os módulos de elasticidade para cada provete em estudo.

### 3.5.1. Resultados obtidos

As principais características a retirar deste ensaio são os valores da tensão de compressão máxima ( $f_c$ ) as extensões ( $\epsilon$ ), o módulo de elasticidade ( $E$ ) e as curvas de tensão- deformação. Depois de executados os ensaios aos provetes, é possível apresentar as curvas tensão-deformação (Figura 40) bem como os valores obtidos, de forma direta e indireta através dessas mesmas curvas (Tabela 13).

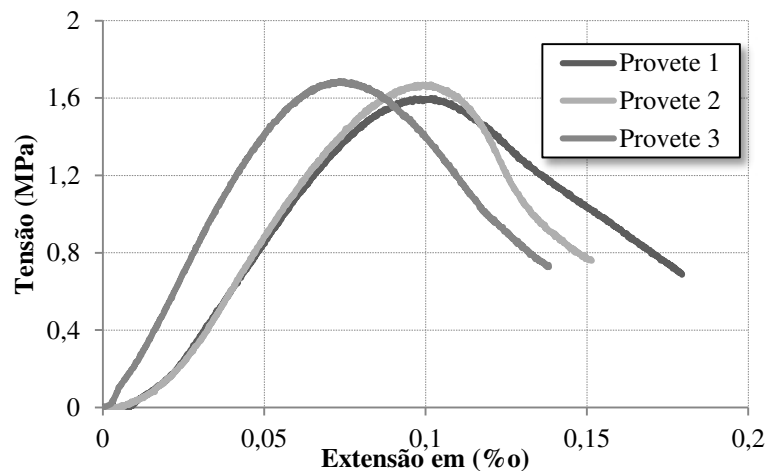


Figura 40: Gráfico tensão/extensão dos provetes cilíndricos à compressão.

O comportamento dos provetes pode ser avaliado pela diferente forma das curvas que relacionam a tensão e a deformação para cada provete. Verifica-se uma forma côncava para cada curva em conformidade com a curva típica de relação tensão-deformação, permitindo a avaliação de três fases, regime elástico, elasto- plástico e plástico. Todas as curvas apresentam a mesma tendência e semelhança no seu desenvolvimento com um alongamento relativo à extensão.

Obteve-se como valores médios,  $1,65\text{N/mm}^2$  para a resistência à compressão  $7,47\%$  para a extensão e  $161\text{MPa}$  para o valor do módulo de elasticidade, sendo que a diferença dos valores obtidos é muito reduzida, podendo dizer-se que existe uniformidade para todos os provetes.

Tabela 13: Resultados máximos dos ensaios à compressão e módulo de elasticidade (Carvalho, 2015).

Provetes	Tensão $f_c$ (MPa)	$\epsilon$ (‰)	E(MPa)
Provete 1	1,60	7,60	139
Provete 2	1,67	7,40	186
Provete 3	1,69	7,41	158
Média	1,65	7,47	161
CdV(%)	3%	1%	15%

De seguida, na Figura 41, é apresentado o padrão de fendilhação para os diferentes provetes, bem como o modo de rotura dos mesmos.



Figura 41: Representação da deformação do provete (Carvalho, 2015).

No que concerne à deformação do provete é possível referir que no decorrer do ensaio existiu o aparecimento de microfissuras de forma lenta, surgindo principalmente na extremidade superior dos provetes. Quanto ao aspeto da fissuração verificou-se a rotura através de um plano diagonal por corte, acontecendo a rotura frágil dos provetes.

### 3.6. Desenvolvimento das argamassas de terra

Ao longo deste ponto é indicado o processo de desenvolvimento de duas argamassas à base de terra. A primeira foi desenvolvida para ser utilizada no assentamento dos blocos (argamassa de junta) e para o preenchimento dos aligeiramentos dos BTCs quando reforçados. Esta argamassa apresenta uma resistência inferior à resistência dos blocos, eliminando os pontos de concentração de tensão, e sendo capaz de acomodar as tensões existentes nos blocos, tornando, assim, a alvenaria de BTC num material compósito mais resistente. A segunda é uma argamassa de reboco, servirá para reforçar a alvenaria de BTCs com malhas, melhorando a resistência mecânica através da melhor redistribuição das cargas. Adicionalmente, protege os edifícios da ação de intempéries, garantido impermeabilização e um aspeto estético diferente às paredes.

Numa fase inicial, estas argamassas foram testadas em prismas à flexão e compressão, e em cilindros com o objetivo de determinar a resistência à compressão, à tração indireta e ao módulo de elasticidade. No Capítulo 4 e 5, estas argamassas serão testadas em paredes com junta argamassada e junta seca no sentido de permitir avaliar a sua influência no comportamento da alvenaria de BTC.

#### 3.6.1. Formulação das misturas

Com o objetivo de melhorar a resistência das alvenarias de BTCs, propôs-se a formulação de duas argamassas, sendo estas as argamassas de assentamento/preenchimento (AI) e de reboco (AR). Esta pesquisa prendeu-se com o objetivo de encontrar uma solução que se adapta-se à construção em terra melhorando dessa forma a sua resistência e ductilidade.

Numa fase inicial definiu-se que a espessura das juntas de argamassa seriam por volta 10 mm. O solo no estado natural possui partículas com dimensões superiores a 4 mm, o que pode levar ao aparecimento de pontos de concentração de tensões e causar a rotura da alvenaria. Logo, foi necessário proceder à extração das partículas de solo com diâmetro superior ao indicado. As formulações adotadas nesta fase estão indicadas na Tabela 14.

Foram experimentadas várias argamassas com diferentes granulometrias, percentagens de solo e água. Estas argamassas foram aplicadas em diferentes provetes (Figura 42) de forma a visualizar a aderência ao suporte e a verificar o aparecimento de fissuras por retração devido à

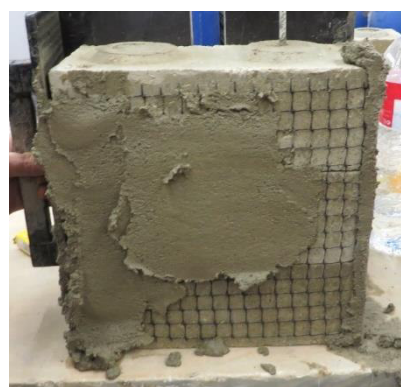
secagem, uma vez que no caso da construção em terra este processo se desenvolve de forma rápida é possível verificar a aderência e o aparecimento de fissuração.

Tabela 14: Formulação das Propostas.

Formulação	Fração granulométrica	Solo (g)	Cimento (g)	H <sub>2</sub> O(g)	Composição em volume
AI-1	#20<D<#10	1583,2	361,3	655,0	1:4
AI-2	D<#20	1530,0	361,3	785,1	1:4
AI-3	D<#10	1658,2	361,3	837,2	1:4
AR-1	#20<D<#10	1583,2	361,3	625,0	1:4



(a)



(b)

Figura 42: Fabrico dos provetes de análise e inspeção visual: a) aplicação de argamassa de injeção b) aplicação da argamassa de reboco.

Após a aplicação da argamassa procedeu-se à verificação por análise e inspeção visual do aparecimento de fissuras nos provetes, após algum tempo de cura. Verificou-se que no caso das argamassas de assentamento/preenchimento AI-2 e AI-3, estas apresentam uma maior retração e um maior desprendimento do suporte, quando comparadas com a argamassa AI-1, tal como é visível na Figura 43. Isto deve-se ao facto de existir uma maior presença de finos na argamassa. Assim, a argamassa escolhida foi a AI-1, pois é aquela que apresenta o mínimo de fissuração visível e melhor aderência ao suporte.

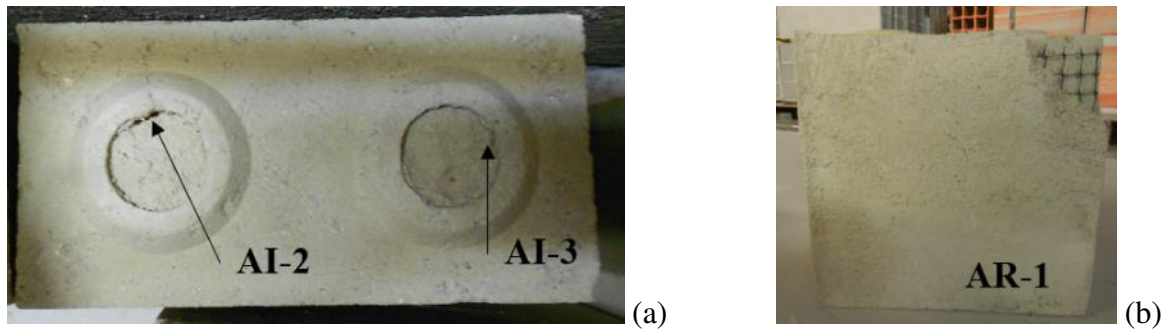


Figura 43: Aparecimento de fissuração nos provetes após algum tempo de cura: (a) Aplicação da argamassa de assentamento/preenchimento AI-2 e AI-3; (b) Aplicação da argamassa de reboco AR-1.

Para a argamassa de reboco (AR) adotou-se a mesma composição na fase sólida da argamassa de assentamento/preenchimento, tendo esta menos quantidade de água. O facto de a composição ser igual à argamassa de assentamento/preenchimento facilita o processo de fabrico e otimiza a construção de alvenaria de BTC, diminuindo ainda a ocorrência de erros durante o processo de fabrico das argamassas. As duas argamassas em fase sólida têm a mesma quantidade de solo e estabilizante. Na fase sólida+ fase líquida as argamassas apresentam diferentes quantidades de água. A argamassa que é utilizada para o assentamento/preenchimento tem maior percentagem de água, pois necessita de ter uma maior fluidez.

### 3.7. Ensaio de espalhamento

O ensaio de espalhamento tem como objetivo avaliar as características da argamassa no estado fresco. Este ensaio foi realizado com base na norma EN-1015-3 (1999), e é um parâmetro importante para o caso em estudo, pois é necessário caracterizar a argamassa de assentamento/preenchimento e a argamassa de reboco no seu estado fresco. Este está diretamente relacionado com a trabalhabilidade e facilidade de manuseamento quando se dá a sua aplicação.

A argamassa de assentamento/preenchimento deve ser mais fluida, para permitir uma aplicação eficiente principalmente no preenchimento dos aligeiramentos da alvenaria, ou seja, que durante a sua aplicação possa garantir a inexistência de vazios. A argamassa de reboco deve ser mais consistente, de forma a permitir uma aplicação eficiente e garantir uma boa aderência ao suporte.

### 3.7.1. Procedimento de ensaio

Em primeiro lugar é necessário preparar a mistura de forma idêntica à que era preparada para o fabrico dos provetes. Em seguida, o molde e a mesa de espalhamento deve ser limpos e oleados com óleo descofrante. O funil deve ser colocado no centro da mesa, introduzindo-se a argamassa até meia altura do molde. Dá-se a compactação através de 10 pancadas com um pilão atingindo a parte superior da argamassa. Introduce-se a argamassa até exceder ligeiramente a totalidade do molde e volta-se a compactar com 10 pancadas (Figura 44a). Depois rasar o que esta em excesso com a espátula e após 15 segundos retira-se o molde, rodando a manivela da mesa de espalhamento de forma a aplicar 15 pancadas durante 15 segundos. Por último, mede-se o diâmetro de espalhamento em duas direções perpendiculares (Figura 44c).



Figura 44: Ensaio de espalhamento: (a) compactação da argamassa; (b) espalhamento da argamassa; (c) medição do diâmetro.

### 3.7.2. Resultados obtidos

Segundo Gomes et al. (2012), as argamassas de terra aplicadas em reboco com um espalhamento entre 160 e 176 mm são classificadas como argamassas com excelente trabalhabilidade. A argamassa AR apresenta valores superiores, mas ainda assim a sua trabalhabilidade é suficiente, o que ficou esclarecido após a aplicação nos provetes referidos na secção 3.6.1 deste capítulo e na Figura 42.

Tabela 15: Resultados obtidos no ensaio de espalhamento.

<b>Formulação</b>	<b>AI</b>	<b>AR</b>
Valor de espalhamento (mm)	210	180



A argamassa de assentamento/preenchimento apresenta um valor de espalhamento por volta dos 210 mm, o que significa que apresenta mais fluidez do que a argamassa de reboco, que é o desejado para aplicação no reforço com varões embebidos com argamassa.

### 3.8. Resistência à tração por flexão e à compressão

Após a escolha da formulação das argamassas é necessário determinar a resistência das mesmas. Nas secções seguintes, apresentam-se os ensaios e resultados obtidos.

#### 3.8.1. Preparação dos provetes

Numa primeira fase é necessário preparar todos materiais necessários. Procedeu-se à peneiração do solo entre o peneiro n°20 (4 mm) e o peneiro n°10 (2 mm) (Figura 44).

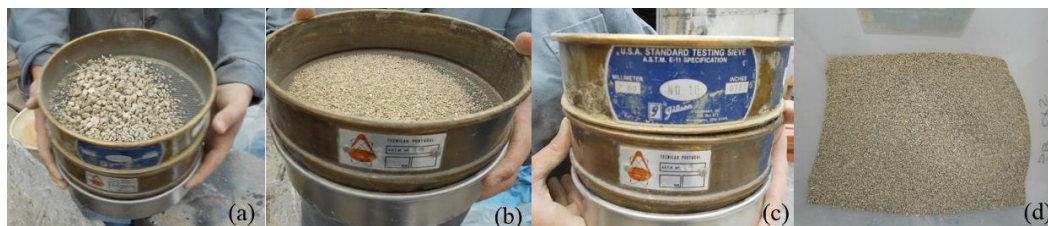


Figura 45: Preparação do solo para a mistura: a) Granulometria grossa; b) Granulometria utilizada para mistura; c) Peneiros utilizados; e d) Solo preparado para a mistura.

Depois de peneirar o solo é necessário preparar os restantes materiais. Todos os materiais são pesados de forma individual. A mistura é realizada para o fabrico de 6 prismas em simultâneo, de forma a otimizar o processo de fabrico. Procedeu-se à mistura da fase sólida (solo + cimento) até apresentar uma cor homogénea e, posteriormente, adiciona-se água. A mistura é preparada manualmente, numa gamela até apresentar um aspeto homogéneo (Figura 46 (a) e (b)). Este procedimento foi realizado de acordo com a EN 1015-1, (1999). As argamassas foram colocadas em moldes metálicos para proceder ao estudo das suas características no estado endurecido. Cada molde metálico permite a preparação em simultâneo de 3 provetes prismáticos de  $160 \times 40 \times 40 \text{ mm}^3$ .

Segundo a norma EN 1015-1, (1999), antes da colocação da argamassa, os moldes devem ser lubrificados com óleo descofrante para garantir o correto desmolde do provete. O enchimento é realizado por duas camadas de espessura idêntica. Após a colocação da primeira camada

sensivelmente a meia altura do molde, procedesse à compactação com 60 pancadas, no final com a ajuda de uma colher de trolha golpeia-se a argamassa para garantir a ligação entre as duas camadas, e volta-se a repetir o processo, até o molde ficar totalmente preenchido. Com a colher rasa-se a argamassa até ao nível do molde, e coloca-se uma película aderente para manter a humidade no provete, sendo estes colocados na camara húmida a curar (Figura 46 (c) e (d)). A norma refere que as argamassas com cimento pressupõem 28 dias de cura com temperaturas de cerca de 20°C a uma humidade de cerca de 65%. No caso em estudo, optou-se por ver a evolução das argamassas ao longo do seu tempo de cura, tendo sido realizados ensaios aos 7, 14, 28, e 60 dias. Foi necessário o fabrico de 3 provetes para cada idade de cura e para cada argamassa, totalizando assim o fabrico de 24 provetes.

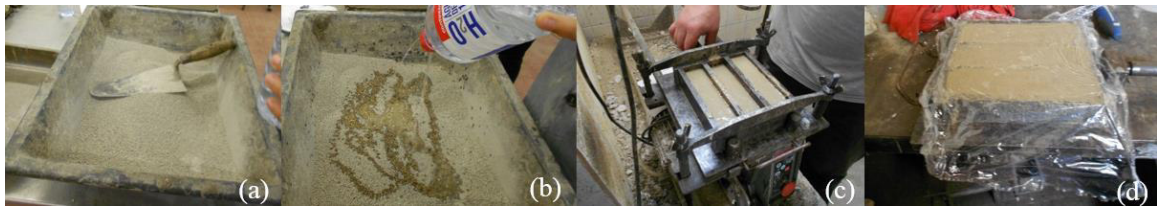


Figura 46: Preparação dos provetes de argamassa: a) Preparação da mistura em fase seca; b) Preparação da mistura de fase seca + fase líquida; (c) Colocação da argamassa nos moldes; d) Processo de cura.

### 3.8.2. Procedimento de ensaio

Segundo a norma EN 1015-1, (1999), após a desmoldagem dos provetes é necessário limpar os mesmos de modo a retirar todas as partículas e remover irregularidades. Em seguida procede-se à identificação dos provetes de forma a proceder à sua pesagem e medições (tal como ilustrado na Figura 47).

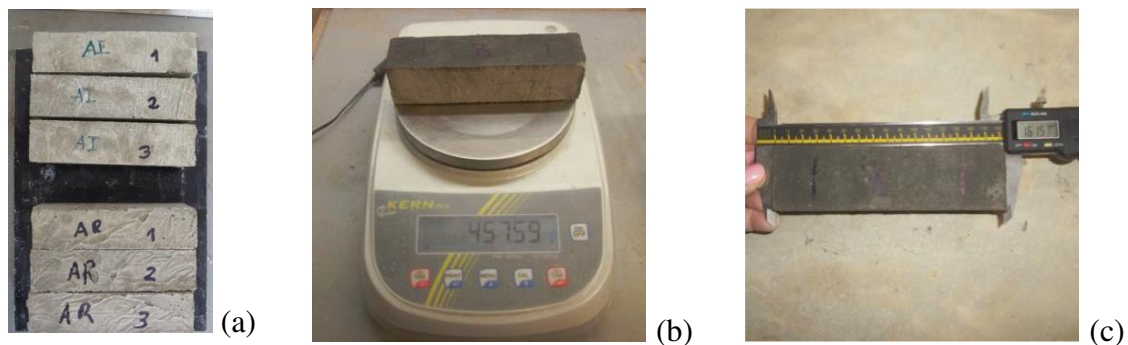


Figura 47: Preparação de prismas: a) Identificação dos provetes; b) pesagem dos provetes; c) medição do provete;

A norma 1015-11(1999) menciona que a velocidade do ensaio deve ser em controlo de força entre 10 e 50 N/s para o caso do ensaio de resistência a flexão em três pontos, e para o ensaio de resistência à compressão a velocidade se deve situar entre os 50 e os 500 N/s. Para o ensaio de resistência à tração adotou-se uma velocidade de carregamento de 10N/s. O esquema de ensaio pode visualizar-se na Figura 48, e é constituído por dois apoios em aço com um diâmetro de 10 mm e com um comprimento de 50 mm, espaçados de 100 mm. Localizado na zona central na parte superior do ensaio está o terceiro apoio (ponto de carga). Após a preparação do ensaio, deu-se início ao mesmo com um carregamento constante até a sua rotura (Figura 49).

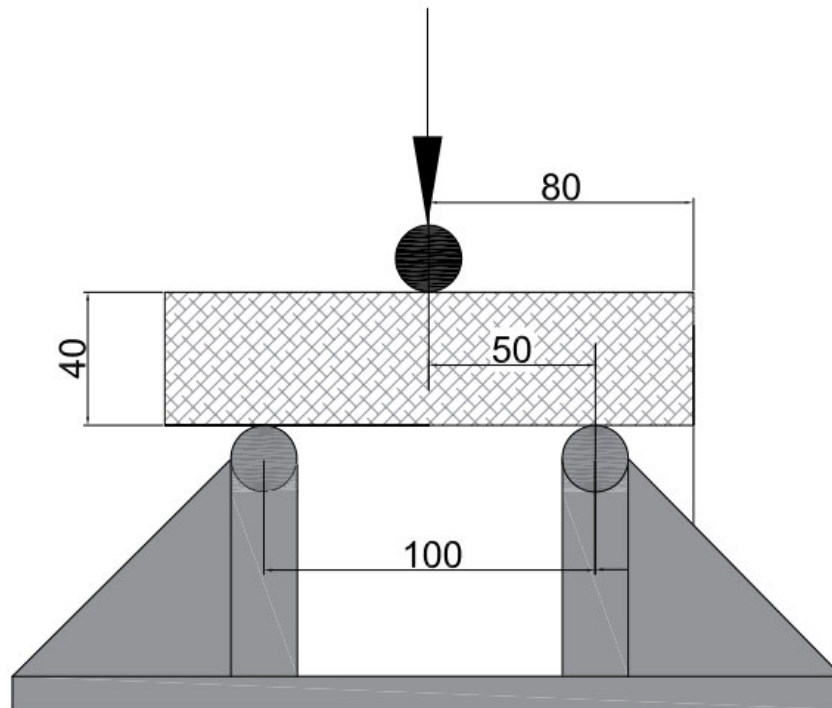


Figura 48: Esquema de ensaio de flexão em três pontos em prismas.



(a)



(b)

Figura 49: Ensaio de prismas de argamassa: a) ensaio de flexão em três pontos; b) ensaio de compressão.

As metades obtidas do ensaio de resistência à flexão são utilizadas no ensaio de resistência à compressão, aplicando-se uma carga numa área igual a  $40 \times 40 \text{ mm}^2$ , com uma velocidade

constante de 50 N/s até à rotura (Figura 49 (b)). A tensão de compressão máxima dos prismas (fc), em MPa, é dada pela razão entre a força máxima aplicada, em N, e a área de carregamento, em mm<sup>2</sup>.

### 3.8.3. Resultados obtidos

Os ensaios para determinar a resistência a tração por flexão e compressão dos prismas das argamassas AI e AR são efetuados segundo a norma 1015-11, 1999. Os resultados obtidos estão presentes de uma forma sumária na Tabela 16 em termos de resistências médias, e na Figura 50 e Figura 51 em termos de resistência à tração por flexão e resistência à compressão, respetivamente.

Tabela 16: Resultados médios dos ensaios à flexão e à compressão.

	AI				AR			
	7 dias	14 dias	28 dias	60 dias	7 dias	14 dias	28 dias	60 dias
<b>Resistência à tração (MPa)</b>	0,5	0,7	0,8	1,0	0,3	0,6	0,8	1,2
<b>Coefficiente de variação (%)</b>	2	2	5	4	6	4	9	2
<b>Resistência à compressão (MPa)</b>	1,2	1,6	2,2	2,9	1,0	1,5	1,9	3,6
<b>Coefficiente de variação (%)</b>	3	3	13	14	3	5	10	5

Através da análise dos resultados obtidos no ensaio de flexão, é possível verificar que no caso da argamassa AI, a resistência aumenta ao longo do tempo de cura aproximadamente 0,2 MPa entre as diferentes idades, apresentando aos 60 dias uma resistência máxima de 1,0 MPa. No caso da argamassa AR o aumento da resistência com o evoluir da idade de cura situa-se em aproximadamente 0,3 MPa entre as diferentes idades.

Nos ensaios à compressão, verifica-se um aumento de resistência ao longo de todo o tempo de cura, para ambas as argamassas.

A argamassa de reboco, comparativamente à argamassa de assentamento/preenchimento, apresenta uma maior resistência aos 60 dias, facto que advém da existência um de menor índice de vazios, uma vez que na sua formulação apresenta menor quantidade de água.

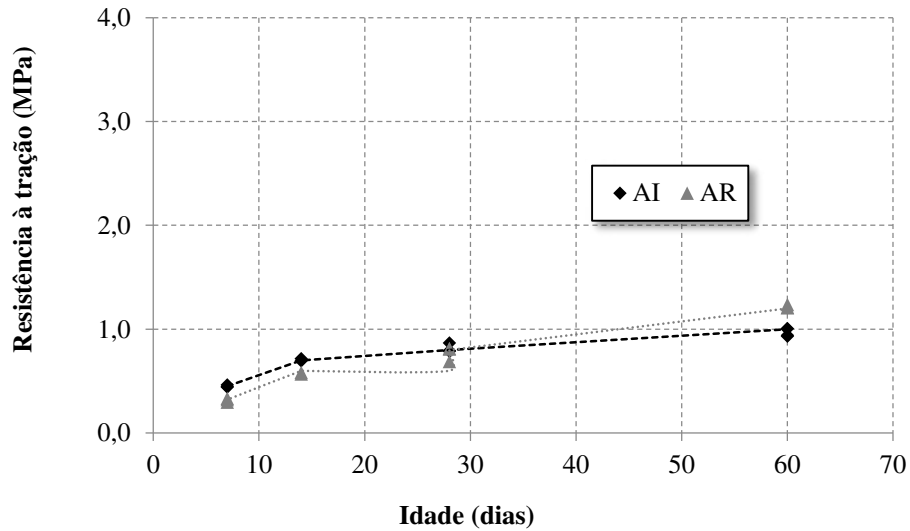


Figura 50: Gráfico da evolução da resistência à tração por flexão dos prismas de argamassa com a evolução da idade de cura.

Quanto à resistência à compressão, de um modo geral, verifica-se que a resistência tende a aumentar ao longo do tempo de cura. Numa fase inicial, a argamassa de reboco apresenta uma resistência menor que argamassa de assentamento /preenchimento. Após os 28 dias verifica-se um aumento da resistência na argamassa de reboco superior ao registado na argamassa de assentamento/preenchimento, o que se deve à utilização de menor quantidade de água naquela argamassa e a um menor índice de vazios, conduzindo a uma maior resistência mecânica. A resistência máxima dá-se aos 60 dias de idade, apresentando um valor de 2,9 MPa na argamassa de assentamento/preenchimento e de 3,6MPa na argamassa de reboco. Após a análise da Tabela 16, verifica-se que a resistência à compressão é maior em cerca de 60% quando comparada com a resistência à flexão, independente da idade de cura.

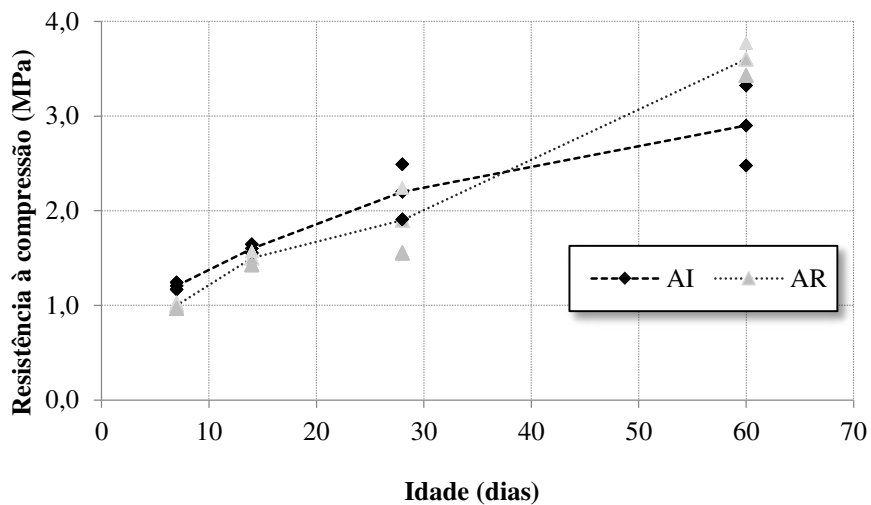


Figura 51:Gráfico de resistência à compressão dos prismas de argamassa.

Assim, para além de serem avaliadas as resistências à flexão e à compressão obtidas, foi também realizada uma análise comparativa com outro estudo proposto por outro autor, que permitem definir a adequabilidade da argamassa para a construção em alvenaria de BTCs. Segundo Veiga (2007) , e por observação do que consta na Tabela 16, verifica-se que as argamassas com traço 1:4 (cimento: areia) apresentam uma resistência à tração de 1,1 MPa, valor esse que é muito próximo dos observados aos 60 dias para o caso de estudo. Quanto à resistência à compressão, o valor obtido por este autor foi de 3,2MPa, que é muito próximo do obtido no caso de estudo, o qual se situa nos 3,0MPa. Posto isto, as argamassas estudadas são adequadas e encontram-se enquadradas nos estudos realizados anteriormente.

Tabela 17: Resultados obtidos da formulação proposta por (Veiga, 2007).

<b>Composição</b>	<b>Resistência à flexão (MPa)</b>	<b>Resistência à compressão (MPa)</b>	<b>Módulo de elasticidade (MPa)</b>
Cimento: areia 1:4	1,1	3,2	6600

### **3.9. Ensaio à compressão de cilindros e determinação do módulo de elasticidade**

Apesar de a norma 1015-11 (1999) recomendar a execução dos ensaios descritos anteriormente para determinar a resistência à tração e à compressão de argamassas, esta supõe que primeiro os prismas sejam ensaiados à tração por flexão e que posteriormente as metades obtidas nesse ensaio sejam ensaiadas à compressão. Este processo pode induzir danos nas metades dos prismas compressão serem utilizadas, podendo conduzir a valores incorretos. De modo a corrigir esses erros, foram ensaiados também cilindros de argamassa para determinar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade. Os cilindros possibilitam medir facilmente a deformação devido às suas dimensões e à sua relação entre a altura e o diâmetro (100 mm e 50 mm, respetivamente), permitindo ainda obter uma resistência próxima da resistência não confinada.

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

### 3.9.1. Preparação dos provetes

Numa fase inicial, é necessário preparar todos os materiais necessários para fabricar os cilindros. Os cilindros possuem dimensões com cerca de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. A mistura é preparada de forma idêntica ao fabrico dos prismas. Segundo a norma NBR 855 (2003), antes da colocação da argamassa, os moldes devem ser lubrificados com óleo descofrante para garantir o desmolde do provete (ver Figura 52 (a)). O enchimento é feito com duas camadas iguais. Após a colocação da primeira camada, sensivelmente a meia altura do molde, é realizada a vibração durante 60 s (ver Figura 52 (b)), e no final, com a ajuda de uma colher de trolha, dá-se uns golpes na argamassa para garantir a ligação entre as duas camadas, e volta-se a repetir o processo até o molde ficar totalmente preenchido. Com a colher rasa-se a argamassa até ao nível do molde, e coloca-se uma película aderente para manter a humidade no provete, sendo estes, colocados na camara húmida a curar. Por fim, procede-se o desmolde dos provetes (ver Figura 52 (c)).



Figura 52: Processo de fabrico dos cilindros: (a) Colocação de óleo descofrante; (b) Colocação de mistura; (c) Provetes desmoldados.

### 3.9.2. Procedimento de ensaio

Segundo a norma NBR:8522, (2003), após o desmolde da argamassa é necessário limpar os cilindros de ensaio de modo a retirar todas as partículas. Para remover as irregularidades devido a alguma ineficiência na compactação da argamassa nos moldes cilíndricos ou a alguma dificuldade na desmoldagem dos cilindros, as superfícies dos provetes devem estar perfeitamente retificadas. A retificação tem como objetivo garantir a inexistência de concentrações de tensões em pontos localizados dos provetes, e evitar as rotações e as incorreções nos valores registados, de forma a garantir que as superfícies fiquem perfeitamente planas e paralelas (Figura 53 (a)). Assim procedeu-se à retificação da regularização das superfícies, utilizando-se gesso de presa rápida. Como pode ser observado na Figura 53 (b)),

para o enchimento foi usado um tubo PVC que foi utilizado como molde no processo de fabrico dos provetes, no qual se colocou a mistura de gesso e água sobre a sua superfície e, com a ajuda de uma espátula, se nivelou o provete. Após a retificação dos provetes, foi necessário identificar e numerar os provetes cilíndricos, e procede-se à pesagem e medição.

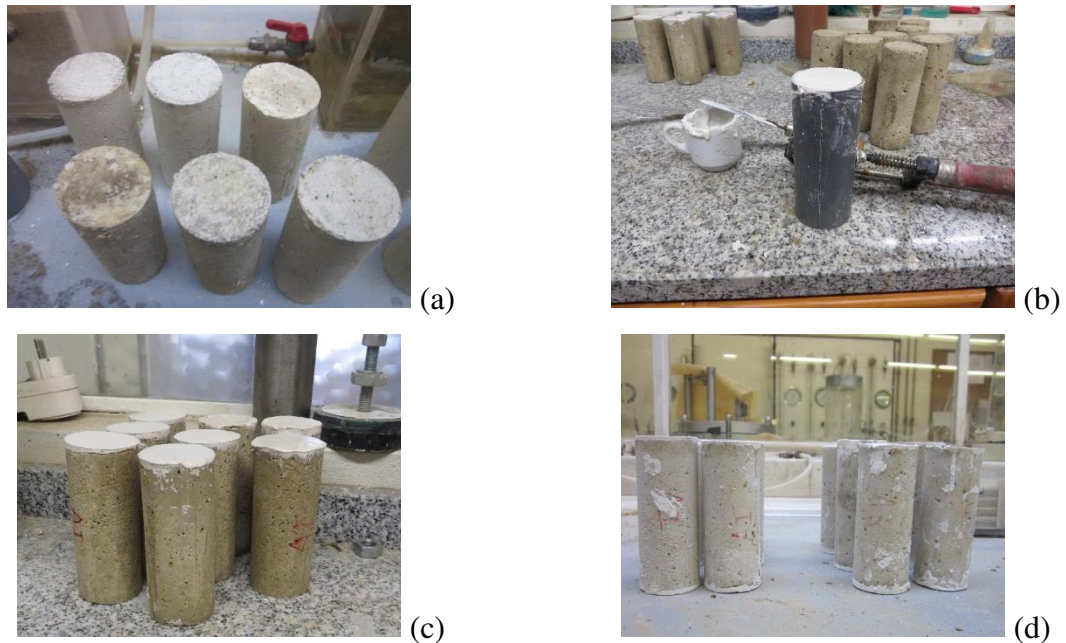


Figura 53: Regularização dos provetes cilíndricos: a) Irregularizações presentes nos provetes; b) Regularização dos provetes cilíndricos; c) Regularização de uma das faces; e d) Regularização e numeração dos provetes.

Para determinar o módulo de elasticidade é necessário conhecer a resistência à compressão dos provetes cilíndricos. Assumiu-se quatro ciclos de carga e descarga, com quatro patamares lineares crescentes até uma força com cerca de 30% da carga máxima obtida nos provetes ensaiados à compressão, quatro patamares lineares decrescentes e quatro patamares constantes, sendo a carga aplicada nestes durante 60 segundos. Concluídos estes 4 ciclos, dá-se uma rampa crescente até levar o provete à rotura. O procedimento utilizado para determinar o módulo de elasticidade está representado na Figura 54. O caso representado é da argamassa de assentamento/preenchimento (AI) aos 7 dias.



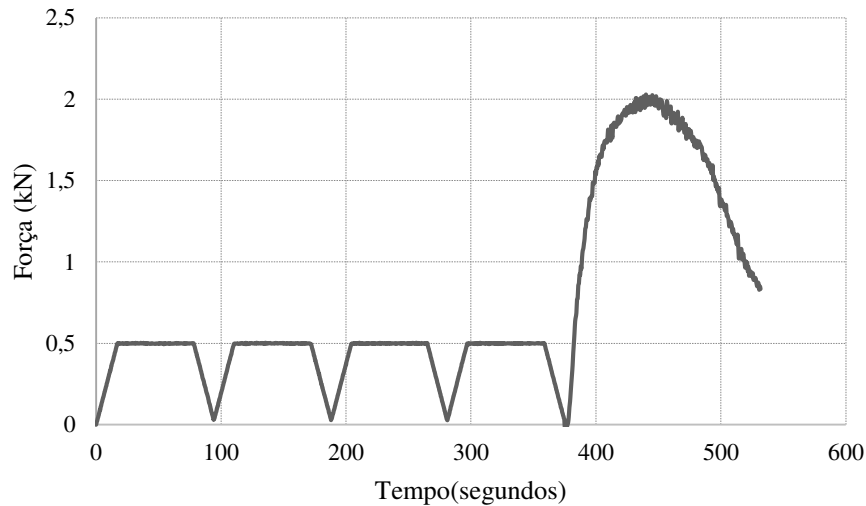


Figura 54: Exemplo de esquema de carregamento para determinação do módulo de elasticidade.

O esquema de ensaio para determinação do módulo de elasticidade, está apresentado na Figura 55. Utilizam-se 3 LVDT's em torno do distanciados entre si de 120°, e colocados de forma a que a medição das deformações se processe no terço central do mesmo. A medição efetuada pelos LVDTs permite determinar o módulo de elasticidade da argamassa, pois estes medem a extensão no centro do cilindro. O LVDT interno do atuador permite medir ajustes que possam ocorrer existir na interface entre as faces do cilindro, e a rótula e das camadas de gesso utilizadas para regularizar as superfícies.



Figura 55: Esquema de ensaio para determinar o módulo de elasticidade dos cilindros de argamassa.

No caso em estudo optou-se por analisar a evolução do módulo de elasticidade ao longo do tempo cura. Foram realizados ensaios aos 7, 14, 28, e 60 dias, com amostras de 3 provetes para cada idade de cura e, para cada argamassa. Assim, no total foram fabricados 24 provetes cilíndricos para o ensaio de determinação da resistência à compressão e 24 para determinação do módulo de elasticidade.

O esquema de ensaio à compressão está apresentado na Figura 56, tendo a resistência à compressão sido medida através do LVDT interno do atuador. A resistência à compressão foi calculada através da razão entre a força máxima aplicada, em N, e a área de aplicação da carga, em  $\text{mm}^2$ .



Figura 56: Esquema de ensaio para determinação da resistência à compressão das argamassas.

### 3.9.3. Resultados obtidos

A determinação do módulo de elasticidade foi realizada a partir do gráfico tensão-extensão construído através da média dos 3 LVDTs e a partir do último patamar crescente. O comportamento no regime pré-pico que permite avaliar o módulo de elasticidade, foi calculado para o intervalo de 5% a 1/3 da resistência à compressão máxima de cada provete, através de uma regressão linear aplicada aos valores de tensão e de deformação.

Na Tabela 18 estão representados os valores obtidos para os ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade dos cilindros. Pela análise dos resultados poder-se-á concluir que os resultados obtidos no ensaio de prismas à compressão são muito semelhantes aos resultados obtidos à compressão de cilindros. Em relação à resistência à compressão da argamassa AI, verifica-se que aos 7 dias esta apresenta uma resistência de 1,0 MPa, registando uma ligeira subida aos 14 dias para valores na ordem dos 1,2 MPa, aos 28 dias a resistência volta a subir para 1,6 MPa e mantém-se constante até aos 60 dias. A argamassa AR, apresenta uma resistência aos 7 dias de 1,4 MPa, registando uma ligeira descida aos 14 dias para 1,2 MPa, volta a subir aos 28 dias para 2,0 MPa. Tal como verificado para o caso da na argamassa AI também se mantém praticamente constante aos 60 dias de idade.

Tabela 18: Resultados obtidos para o ensaio de compressão e de módulo de elasticidade dos cilindros de argamassa.

	AI				AR			
	7 dias	14dias	28dias	60 dias	7 dias	14dias	28dias	60 dias
<b>Resistência à compressão (MPa)</b>	1,0	1,2	1,6	1,6	1,4	1,2	2,0	1,9
<b>Coefficiente de variação (%)</b>	4	5	3	4	6	7	8	13
<b>Módulo de elasticidade (MPa)</b>	2662,9	2467,8	2561,3	3481,2	2338,7	2580,7	3094,2	4947,7
<b>Coefficiente de variação (%)</b>	50	5	28	20	18	20	19	5

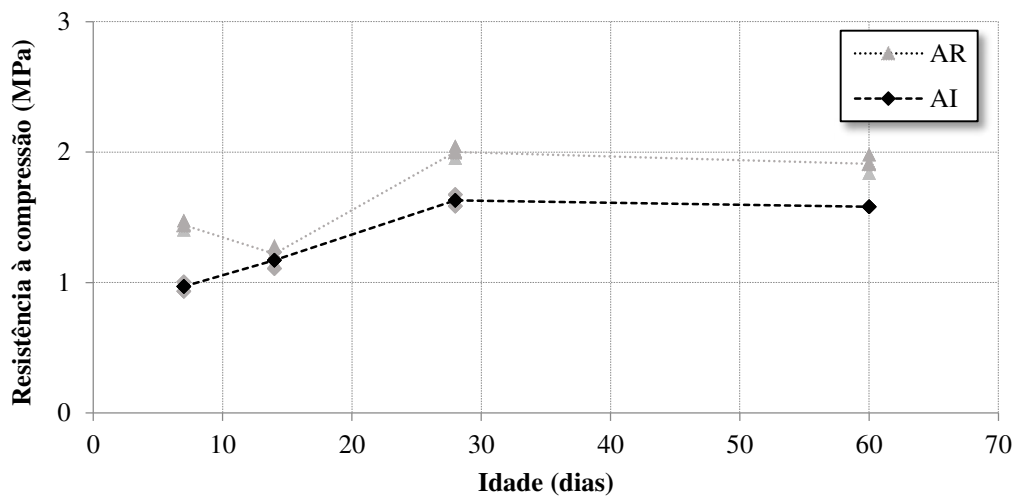


Figura 57: Resistência à compressão dos cilindros de argamassa.

Pela análise da Figura 58 e da Tabela 18, observa-se que aos 7 dias a argamassa de assentamento/preenchimento apresenta um maior módulo de elasticidade do que argamassa de reboco, com os valores de 2662,9 MPa e 2338,7 MPa, respetivamente. Aos 14 dias observa-se que o módulo de elasticidade na argamassa de assentamento/preenchimento sofre uma redução, e a argamassa de reboco uma pequena subida. Aos 60 dias, possível constatar que a argamassa de reboco apresenta um valor do módulo de elasticidade maior que a da argamassa de injeção, com os valores de 4947,7 MPa e 3481,2 MPa respetivamente. Isto deve-se à utilização de uma menor quantidade de água na produção da argamassa de reboco, o que implica um menor índice de vazios, o conseqüente aumento da resistência mecânica e do módulo de elasticidade.

Como se pode observar na Figura 58 e na Tabela 18 os resultados obtidos do módulo de elasticidade apresentam grande variabilidade, o que conduz a valores de coeficiente de variação na ordem dos 50%. Esta variação de resultados pode-se dever a algumas incorreções durante o ensaio, visto que os cilindros apresentam uma dimensão reduzida, qualquer irregularidade na

sua superfície que não tenha sido corretamente corrigida, leva a um carregamento não uniforme e conduz a valores errados.

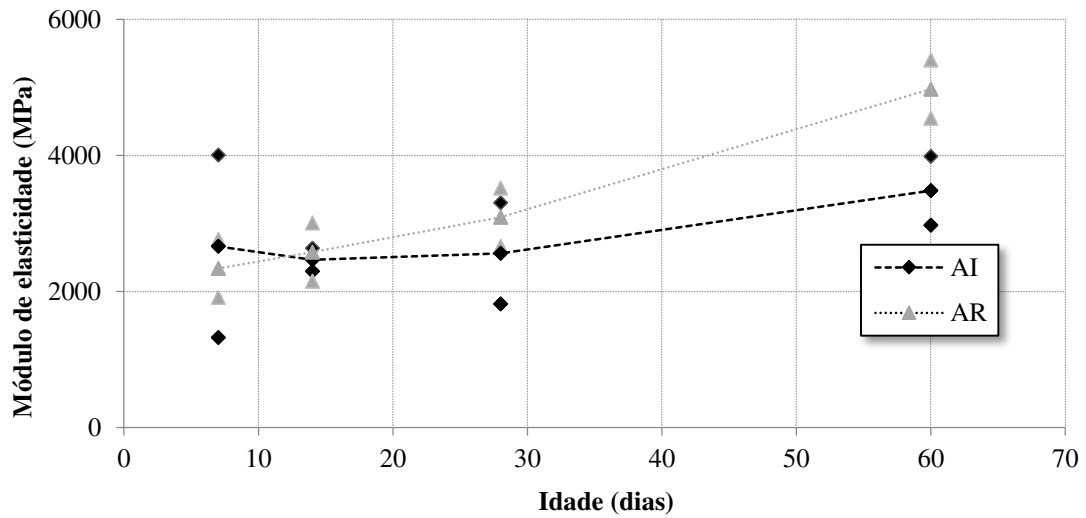


Figura 58: Módulo de elasticidade dos cilindros de argamassa.

Pela observação da Figura 59, onde são apresentados os modos de rotura no ensaio à compressão de cilindros, é possível distinguir dois modos distintos. O primeiro é uma rotura por esmagamento próximo do topo dos provetes da argamassa de assentamento/preenchimento, e o segundo corresponde à rotura através de um plano diagonal por corte para os provetes de argamassa de reboco.

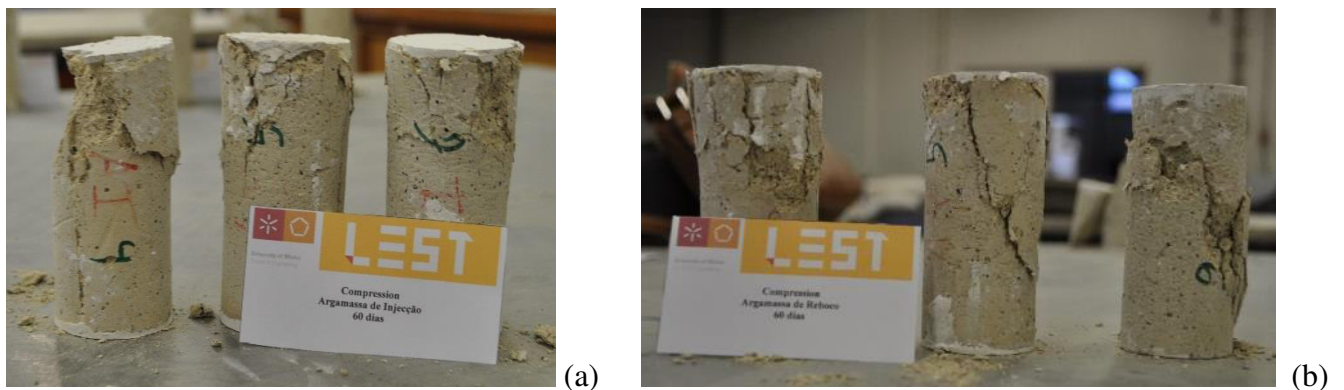


Figura 59: Modos de rotura mais comuns dos ensaios à compressão: a) Argamassa de assentamento/preenchimento; b) argamassa de reboco.

Por fim, na Figura 60, estão presentes os modos de rotura verificados no ensaio ao módulo de elasticidade em cilindros, permitindo a divisão destes modos essencialmente em dois tipos. A argamassa de assentamento/preenchimento apresenta uma rotura por esmagamento com o

aparecimento das fendas verticais especialmente na base do provete, e no caso da argamassa de reboco, a rotura volta a ocorrer com o escorregamento por corte ao longo do plano diagonal.

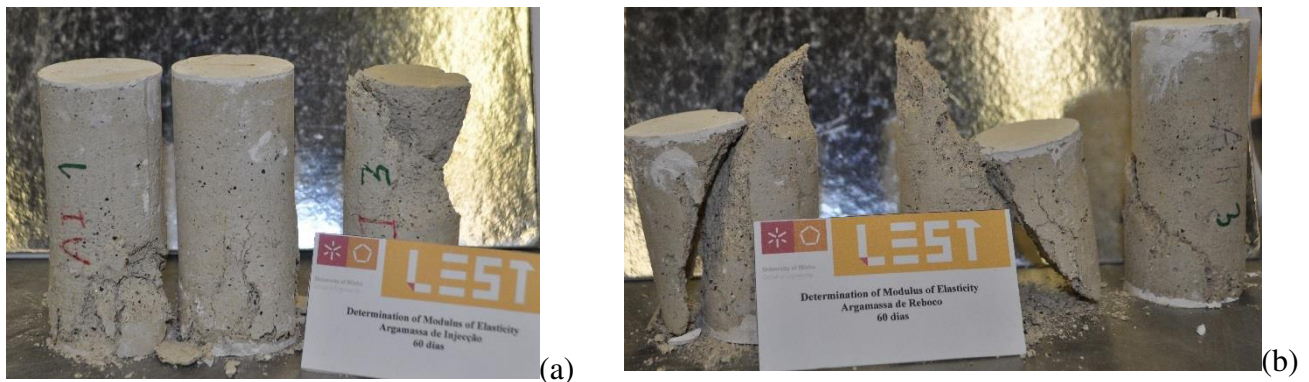


Figura 60: Modos de rotura mais comuns do ensaio ao módulo de elasticidade nos cilindros: a) argamassa de assentamento/preenchimento; b) argamassa de reboco.

Em todos os provetes cilíndricos foi verificado que a abertura da primeira fenda surge no regime pré-pico, havendo por vezes a abertura de duas fendas ao mesmo tempo. Quanto ao aspeto da fissuração verificam maioritariamente o aparecimento de fissuras verticais nos provetes da argamassa de assentamento/preenchimento e de corte nas argamassas de reboco. Verificou-se uma rotura frágil em todos os provetes.


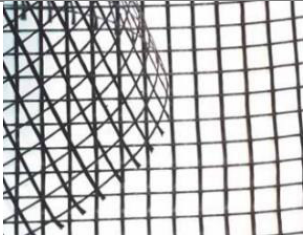



### 3.10. Levantamento de redes existentes no mercado

Tal como já foi referido na secção 2.6 do capítulo 2, que o reforço da alvenaria de BTC iria passar por uma solução tendo como base o uso de uma rede, foi realizada uma pesquisa de forma a ter conhecimento sobre algumas das redes existentes no mercado. Esta pesquisa teve como objetivo encontrar uma solução que permita à alvenaria de BTC uma maior redistribuição da carga, aumentando também a sua ductilidade. Após concluída a pesquisa, verificaram-se dois aspetos importantes para na seleção dos materiais a usar. O primeiro é a necessidade de garantir que a solução seja económica e de fácil aplicação, quer para países desenvolvidos, quer para países em desenvolvimento. O segundo aspeto e não menos importante é garantir uma boa compatibilidade com a construção em alvenaria de BTC.

O levantamento foi realizado através de várias amostras dos vários tipos de redes existentes no mercado. Com a informação de cada rede construiu-se uma tabela com as características geométricas e os preços das amostras recolhidas.

Tabela 19:Resultado da pesquisa de redes existentes no mercado.

Rede	Especificações	Imagens	Preços
Rede plástica verde	M=5×5mm h=1,0m		2,06€ / m <sup>2</sup>
Rede plástica verde	M=10×10mm h=1,0m		2,06€ / m <sup>2</sup>
Rede cintaflex® preta	M=15×20mm h=1,0m		0,50€ / m <sup>2</sup>
Rede de reboco azul	M=10×10mm Rolo de 1x50m		19,61€ rolo 0,39€/ m <sup>2</sup>
Rede de reboco branca	M=5×5mm Rolo de 1x50m		18,16€ rolo 0,36€/ m <sup>2</sup>
Richtergard® rede polimérica	Rolo de 2×100m		rolo 20€/ m <sup>2</sup>

Rede	Especificações	Imagens	Preços
Rede preta- geogrid®	Rolo de 2x100m		Rolo 9,5€/ m <sup>2</sup>
Rede Mapegrid® G120	M=12,7x12,7mm Rolos 0,25x0,45m		8,55€/ m <sup>2</sup>
Rede Mapegrid® G220	M=25x25mm Rolos de 0,45x0,90m		4,5€/ m <sup>2</sup>
Rede Afternet ® (rede electro soldada)	M=13x13mm h=1,0m		3,55€/ m <sup>2</sup>
Rede hexagonal (malha zincada)	M=19x19mm h=1,0m		1,0€/ m <sup>2</sup>

Após realizada a pesquisa, conclui-se que o reforço iria ser efetuado por uma rede sintética pelas seguintes razões: (1) são redes que apresenta preço reduzido, comparativamente com as outras; (2) comparativamente com as redes metálicas, estas evitam problemas de corrosão após a sua aplicação, uma vez que a terra é um material com elevada capacidade de absorção água e para garantir a durabilidade e um funcionamento do sistema é importante eliminar qualquer material que se degrade por ação da corrosão.

Dentro das redes sintéticas, as redes mapegrid® são constituídas de fibra de vidro e levam um banho de fibra de carbono o que lhes confere uma resistência elevada próxima dos 30 kN/m à

tração. Esta resistência para a construção em alvenaria de BTCs é muito elevada, e pode levar roturas por esmagamento dos blocos à compressão ou por descolamento precoce do reforço. Em contrapartida, a rede Cintaflex® preta apresenta maior flexibilidade, permitindo um rearranjo das tensões. Outro aspeto importante é a existência de uma malha retangular com uma espessura fina, que facilita o aperto da argamassa de reboco à alvenaria de BTC.

### 3.10.1. Ensaio à tração da rede Cintaflex®

Para melhor caracterizar a rede Cintaflex® em termos de resistência e comportamento em função da orientação da malha, foi necessário realizar ensaios à tração. Foram construídos provetes com  $100 \times 250 \text{ mm}^2$ , ancorados a uma prensa universal através de chapas metálicas quadrangulares em conjugação de com um adesivo à base de resinas epóxi (ver Figura 61).



Figura 61: Esquema de ensaio.

O ensaio foi realizado em três direções de orientação da malha dos provetes, devido ao facto da malha ser retangular, logo a distribuição das tensões não é igual em todas as direções. As direções estudadas foram: direcção longitudinal, direcção transversal e direcção diagonal (Figura 62). Para cada direcção foram ensaiados 5 provetes.



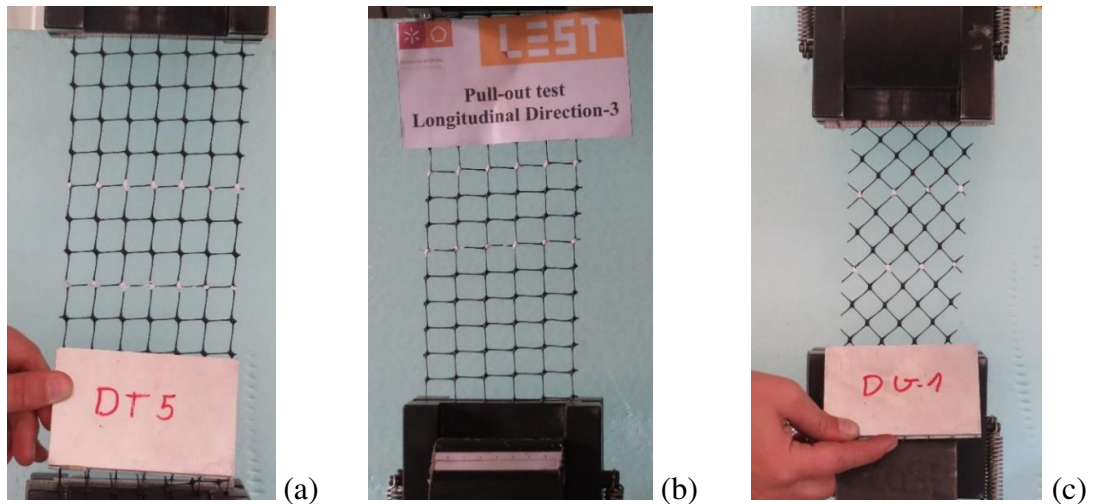


Figura 62: Direções ensaiadas: a) direção transversal; b) direção longitudinal; e c) direção diagonal;

Na Figura 63, Figura 64 e Figura 65 apresentam-se os resultados para as direções transversal, longitudinal e diagonal, respetivamente. Através da análise da Figura 63, verifica-se que a rotura na direção transversal é mais frágil, e que a deformação no estado de limite elástico ocorre para 20% da rotura. Nesta direção não apresenta uma fase plástica e a resistência máxima verificada é de 1,56kN/m, comparativamente com as outras direções esta rompe para uma menor deformação. No caso da direção longitudinal a rotura ocorre para uma resistência máxima de 1,45 kN/m e de forma mais dúctil, sendo que a deformação em fase elástica ocorre para 18% da sua extensão. Na direção diagonal, a malha apresenta um comportamento bastante deformável, com a resistência próxima de 0,106kN/m, sendo esta a direção que apresenta menor resistência nos ensaios de tração.

Após a análise das Figura 63, Figura 64 e Figura 65, conclui-se que a direção que apresenta uma maior resistência é a direção transversal com um valor de 0,40kN, e exibindo uma rotura frágil. Pelo contrário, na direção longitudinal a rotura ocorre para uma menor resistência, de cerca de 0,30KN, mas a sua rotura é dúctil. Posto isto, a direção que mais se adequa ao caso em estudo é a direção longitudinal.

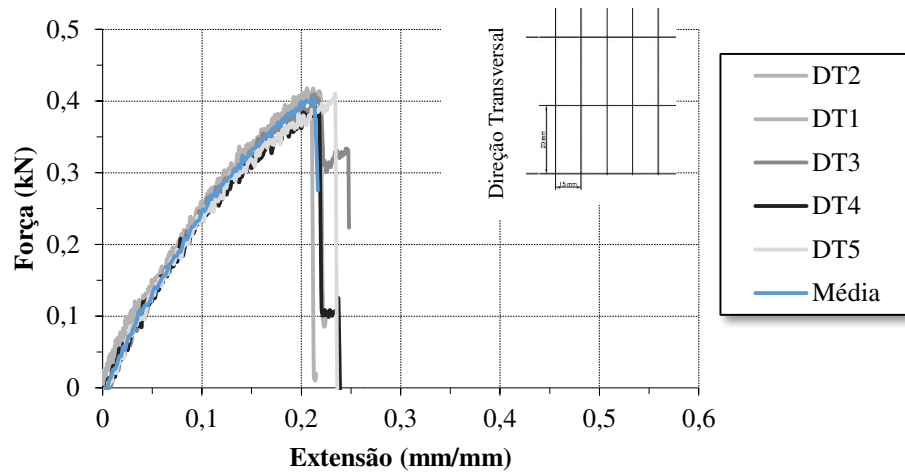


Figura 63: Gráficos da relação força extensão da direção transversal.

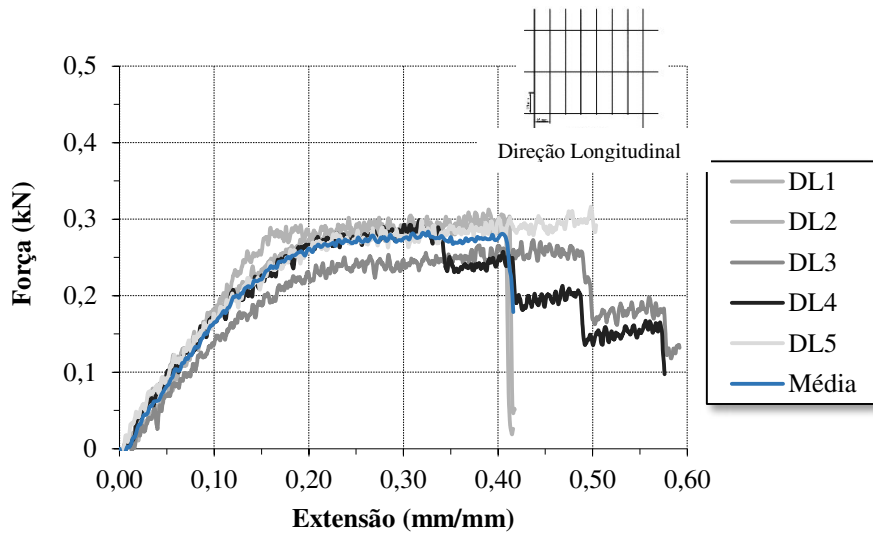


Figura 64: Gráficos da relação força extensão na direção longitudinal.

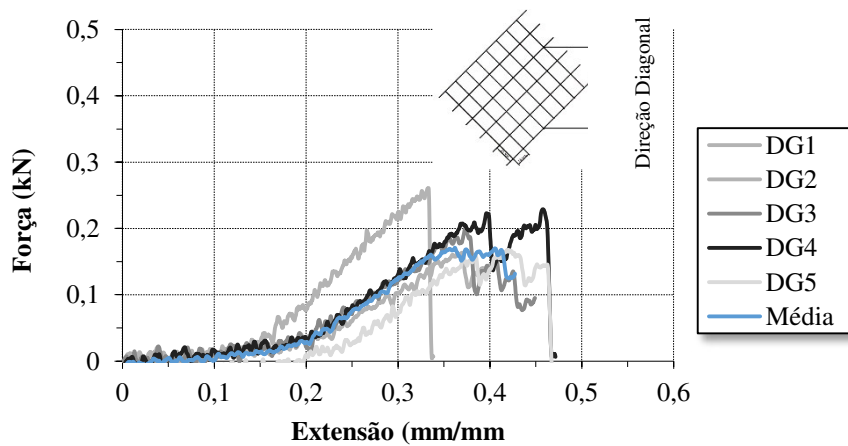


Figura 65: Gráficos da relação força extensão na direção diagonal.

Na Figura 66 são apresentados os modos de rotura observados. Verifica-se uma rotura mais frágil na direção transversal e na direção diagonal, e uma rotura mais dúctil na direção longitudinal, em função da orientação inicial da malha.

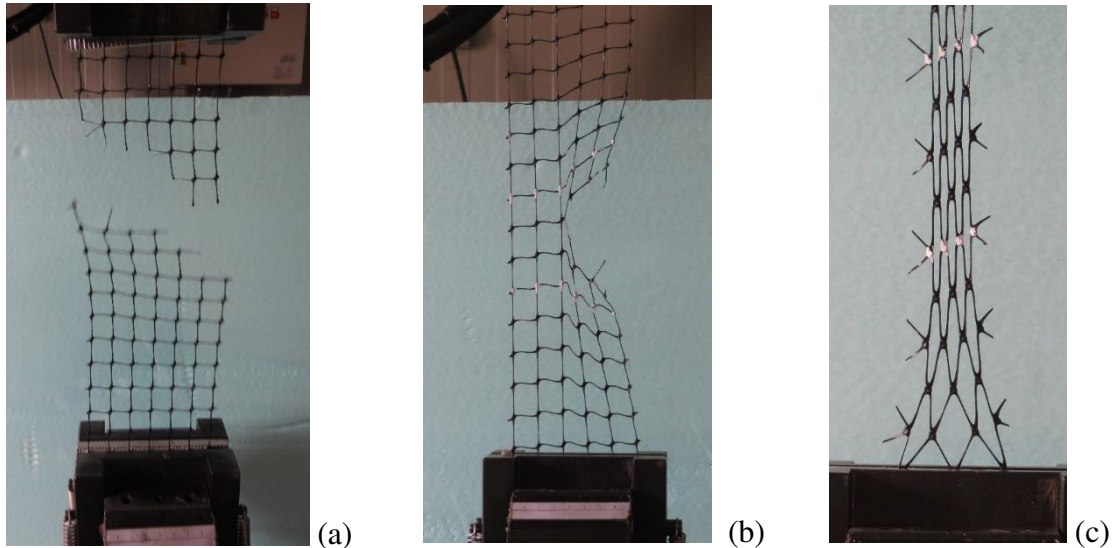


Figura 66: Modos de rotura do ensaio à tração: (a) direção transversal; (b) direção longitudinal; (c) direção diagonal.

### 3.11. Ensaio de arrancamento de armaduras

Com o objetivo de conhecer o comportamento dos varões de aço de classe ANR400 com diâmetro de 6mm, aquando do momento em que são solicitados, foram realizados ensaios de arrancamento de varões previamente inseridos em provetes com argamassa. Ao longo desta série de ensaios, os varões foram submetidos a esforços axiais de tração. Desta forma, foi possível obter resultados que permitam comparar a resistência ao arrancamento de varões, com diferentes comprimentos de amarração, bem como a aderência na interface do bloco com a argamassa e na interface entre o varão e a argamassa. A argamassa utilizada para o efeito foi a argamassa de assentamento/preenchimento assinalada com as siglas AI, já caracterizada anteriormente na secção 3.5 até a secção 3.8 deste capítulo.

#### 3.11.1. Configuração de ensaio

Foram construídos 6 provetes com BTC, sendo que os BTC foram preenchidos com a argamassa AI. Os varões utilizados apresentam todos um diâmetro de 6mm, diferindo apenas nos comprimentos de amarração. Para cada comprimento de amarração foram realizados 3 ensaios. Os varões foram embebidos nos orifícios dos blocos aquando da colocação da

argamassa em estado fresco (Figura 67). Na Tabela 20 são apresentados os diferentes comprimentos de amarração considerados.

Tabela 20: Diferentes comprimentos de amarração no ensaio de arrancamento.

	Dimensões dos provetes de argamassa		Comprimento de amarração
	Diâmetro mm	Altura (mm)	
<b>A</b>	50	300	300
<b>B</b>	50	500	500

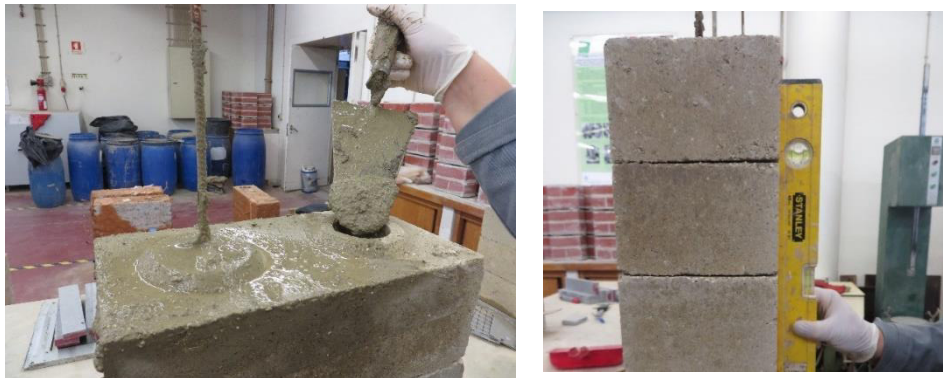


Figura 67: Preparação dos provetes.

Os provetes foram ensaiados com o auxílio de um atuador com capacidade máxima de 200 kN e com um curso total de 200 mm, tendo-se utilizado amarras apropriadas para o arrancamento, tal como se pode observar na Figura 68. Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento com uma velocidade constante que variou entre os 0,08 mm/s e os 0,10 mm/s, consoante o comprimento de amarração. Este ensaio foi realizado de acordo com o descrito no artigo de Barbosa et al. (2008). Foram colocados dois LVDT's para medir a resposta em arrancamento: um para medir o deslocamento vertical do varão em relação à argamassa, e outro colocado entre o varão e o bloco, para medir o arrancamento entre as duas interfaces bloco/argamassa e argamassa/varão (Figura 68).

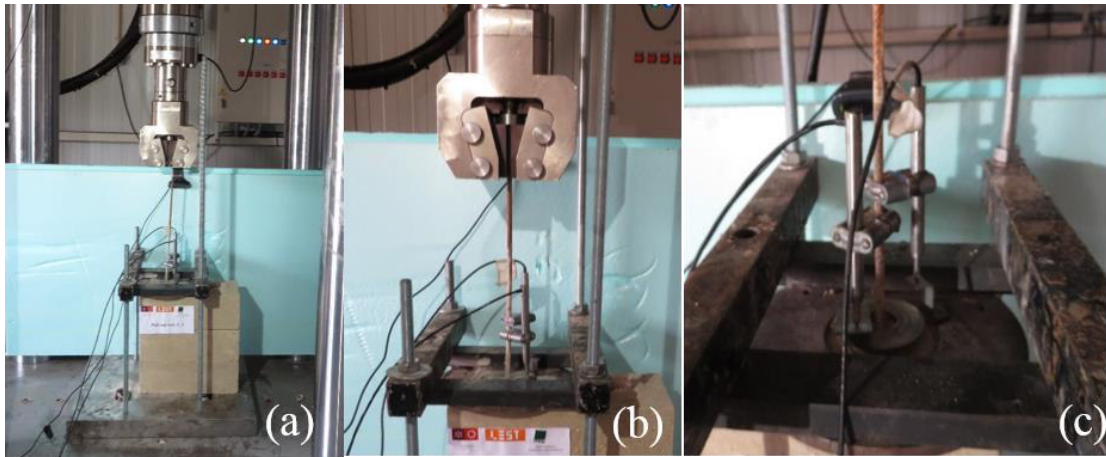


Figura 68: Ensaio de arrancamento: a) esquema de ensaio; e b) pormenor de amarra utilizada (c) colocação dos LVDT.

À data do ensaio os BTC tinham uma idade de cura de 90 dias e, segundo os ensaios realizados à compressão de unidades de BTC que se encontram descritos no capítulo IV, apresentavam uma resistência à compressão de 3,3 MPa. A argamassa utilizada (AI), nestes ensaios tinham uma idade de cura de aproximadamente 30 dias, o que segundo os ensaios realizados e já descritos anteriormente neste capítulo apresentam uma resistência à tração de 0,8 MPa e uma resistência à compressão de 2,2MPa.

### 3.11.2. Análise dos resultados

Na Figura 69 é possível observar o gráfico força/deslocamento da envolvente dos resultados para o varão de 6 mm de diâmetro, com um comprimento de amarração diferentes. Os provetes com a nomenclatura de A têm comprimento de amarração de 300mm, e o provete B com o comprimento de amarração de 500 mm, sendo estes constituídos por 3 BTCs e 5 BTCs, respetivamente.

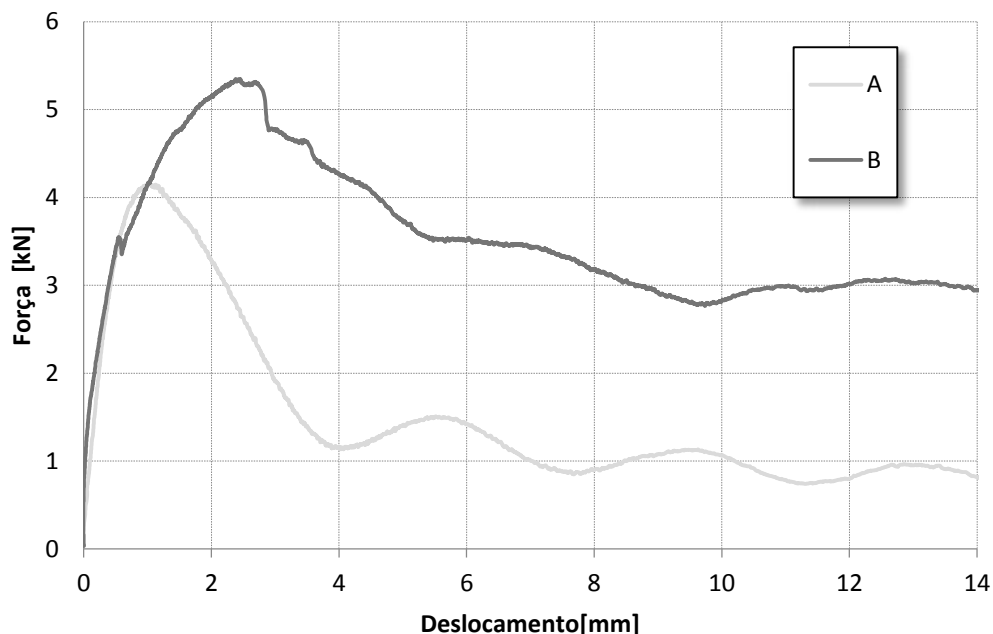


Figura 69: Gráfico força/deslocamento dos ensaios de arrancamento do varão com 6mm de diâmetro com diferentes ancoragens.

Na Tabela 21 apresentam-se os resultados em termos de força máxima  $F_{max}$ , a tensão exercida na interface entre o varão e a argamassa,  $\sigma_{av1}$ , e na interface entre a argamassa e bloco,  $\sigma_{av2}$ . Pela análise dos resultados, pode-se concluir que as tensões entre a interface argamassa e o varão são muito maiores que as tensões do que as tensões entre o bloco e a argamassa. Isto deve ao fato da área de contacto entre a argamassa e o varão ser muito menor, logo as tensões estão mais concentradas do que na interface argamassa bloco. Ainda assim, apesar das tensões serem mais elevadas entre o varão e a argamassa verificou-se que o arrancamento/escorregamento ocorreu sempre pela interface argamassa bloco.

Tabela 21: Tabela dos resultados principais obtidos no ensaio de arrancamento.

Provetes	$F_{fmax}$	$\sigma_{média}$ max,av1	$\sigma_{média}$ max,av2	Provetes	$F_{fmax}$	$\sigma_{média}$ max,av1	$\sigma_{média}$ max,av2
	(kN)	(MPa)	(MPa)		(kN)	(MPa)	(MPa)
A-1	3,88	0,69	0,08	B-1	2,93	0,31	0,04
A-2	4,65	0,82	0,10	B-2	5,38	0,57	0,07
A-3	3,69	0,65	0,08	B-3	8,64	0,92	0,11
<b>Média</b>	4,07	0,72	0,08	<b>Média</b>	5,65	0,60	0,07
<b>CdV(%)</b>		12,43		<b>CdV(%)</b>		50,74	

Pela observação do Figura 70, verifica-se que varões com 6 mm de diâmetro e com comprimento de amarração de 500 mm a sua resistência aumenta significativamente em relação ao comprimento de amarração de 300 mm. A força máxima obtida no ensaio com 300 mm de amarração e 500mm de amarração foi igual a 4,65 kN e 5,38 kN, respetivamente. A força

máxima de arrancamento ocorre no provete A-2 com um deslocamento de 0,97 mm no mento da rotura, e para os provetes B-2 com deslocamento de 2,45 mm. Após se dar o pico tensão máxima, observam-se picos de tensão reduzidos, derivados do atrito existente entre a argamassa bloco.

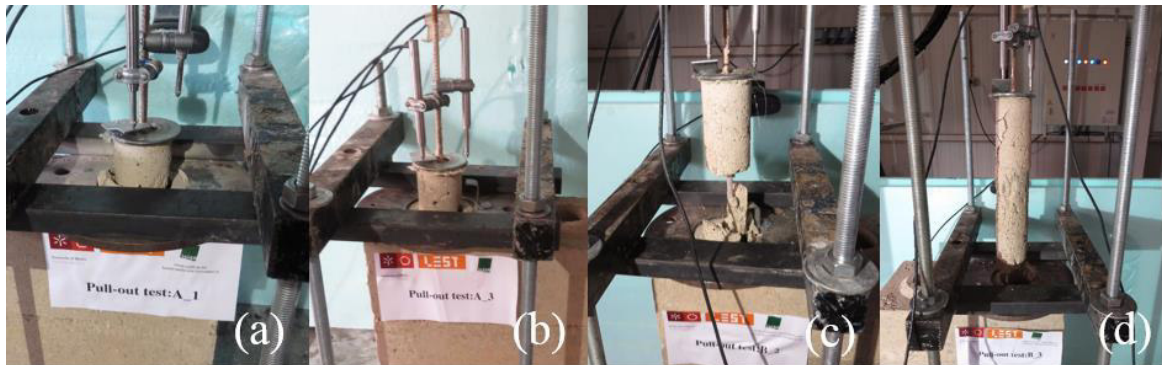


Figura 70: Modos de rotura de ensaio ao arrancamento: (a) e (b) comprimento de amarração de 300mm; e (c) e (d) comprimento de amarração de 500mm.

Na Figura 70, observa-se que, para os diferentes comprimentos de amarração, o modo de rotura dá-se sempre pela interface bloco argamassa, isto pode dever-se principalmente ao facto da aderência da argamassa ao bloco ser insuficiente, devido à existência de microfendas provocadas pela retração da argamassa entre a interface bloco argamassa, apesar de humedecer o bloco ele tem tendência a absorver a humidade da argamassa quando a argamassa é aplicada, outra das causas pode ser devido ao bloco apresenta uma superfície lisa, que não permite uma aderência adequada da argamassa ao bloco. Pelo contrário o varão ser nervurado aumenta o atrito entre a argamassa e o varão, evitando o escorregamento do varão e argamassa.

A argamassa utilizada no preenchimento apresenta um tempo de cura de 30 dias a sua resistência ainda não esta totalmente estabelecida o que poderá ter influencia os resultados dos ensaios à tração.

Pela observação da Figura 71, verifica-se que independentemente do comprimento de amarração, o valor do comprimento máximo de amarração em que existe escorregamento da argamassa de preenchimento e o bloco é de 13 mm. Este fenómeno pode ter ocorrido devido a má compactação da argamassa na zona superior dos prismas.



Figura 71: Comprimento de amarração necessário.

### 3.12. Considerações finais

O solo da região do Minho, solo granítico utilizado para o fabrico dos BTCs, este no seu estado natural não é apropriado para a construção em terra. No entanto, como demonstrado anteriormente foram utilizados cimento e caulino para proceder a ligação entre as partículas, e aumentar a quantidade de finos respetivamente.

Em relação as argamassas, verificou-se que durante o tempo de cura a sua resistência aumenta ate aos 28 dias sendo que a sua resistência quase constante entre os 28 dias para os 60 dias. Também, nos casos das argamassas, seria aconselhável repetir os ensaios, em especial os ensaios de módulo de elasticidade dos cilindros, já que estes foram os que apresentaram valores mais díspares.

Em relação ao reforço da rede Cintaflex®, verifica-se rede em comparação com as outras redes esta é a que apresenta maiores vantagens. Através do ensaio de tração da mesma foi possível verificar a melhor posição de colocação da rede de forma a obter uma rotura dúctil e tensões de resistência por volta 1,45 kN/m, a posição mais adequada é na direção longitudinal.

Em relação ao reforço no interior dos BTCs, varões de aço embebidos em argamassa verificou-se uma boa aderência do varão em relação à argamassa, sendo que o modo de rotura ocorre sempre pela argamassa bloco devido a falta de atrito entre eles e devido fendas de retração da argamassa.

Depois de neste capítulo terem sido estudadas as propriedades do solo utilizado para a construção em BTC e das argamassas individualmente, bem como, os reforços utilizados o



varão de aço e rede Cintoflex®, interessa nos próximos capítulos estudar as características do BTC, e sua interação e saber qual a influência das argamassas na alvenaria de BTC.



## Capítulo 4 - Caracterização de BTC e ensaios de prisma e blocos



## 4.1. Introdução

O Capítulo 4 inicia-se com as principais características geométricas dos BTCs e o seu processo de fabrico. Depois descrevem-se os resultados dos ensaios de compressão em BTCs com idade de cura de 100 dias, os ensaios ao corte com três unidades e os ensaios em prismas. Nos ensaios com os prismas teve-se em conta a influência dos diferentes métodos construtivos, ou seja alvenaria de junta seca ou junta argamassada.

## 4.2. Características dos BTC

Este trabalho pretende dar desenvolvimento à investigação do projeto HiloTec sendo a prensa e o molde utilizado para o fabrico dos BTC é o mesmo, logo a sua geometria é igual à utilizada no projeto HiloTec. O BTC é um bloco oco, com duas aberturas verticais composto com um sistema de encaixe (Figura 72).

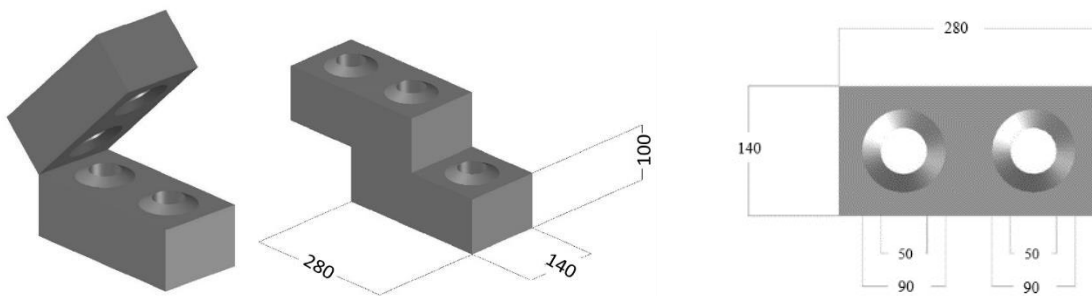


Figura 72: Dimensões do bloco utilizado em mm: a) vista em perspetiva; b) visualização de encaixes; (c) vista superior.

A utilização de furos verticais no interior do bloco permite que o bloco seja mais leve e a passagem de reforços pelo interior da alvenaria, através da introdução de armaduras verticais. Além disso os furos podem ser utilizados para a passagem de instalações elétricas ou hidráulicas.

O bloco constitui um sistema de encaixe mecânico (Figura 72) permitindo o processo de construção de alvenaria com junta seca, sendo possível a construção de paredes de pano simples ou duplo, proporcionando um processo de construção mais rápido, simples e, por sua vez, mais económico. Na Tabela 22 são apresentadas as propriedades mais importantes dos BTCs.

Tabela 22: Propriedades dos BTC

Comprimento (mm)	280,0
Largura (mm)	140,0
Altura (mm)	95,0
Diâmetro dos furos (mm)	50,0
Área (cm <sup>2</sup> )	352,7
Volume (cm <sup>3</sup> )	3527
Peso (kg)	7,665

### 4.3. Processo de fabrico dos BTC

A composição utilizada para o fabrico dos BTCs objeto de estudo está apresentada de forma detalhada no Capítulo 3. Lembra-se, aqui, a composição do solo apresentada na Tabela 23.

Tabela 23: Composição da mistura de BTC

Solo	Cimento	Caulino
85%	10%	5%

O processo de fabrico dos BTCs está dividido em partes distintas. Em primeiro lugar o solo deve sofrer um processo de preparação, de seguida deve ser peneirado, seguindo-se da pesagem em volume dos materiais utilizados na mistura. Depois realiza-se a mistura manualmente adicionando a água e usa-se a prensa para moldar e compactar os blocos. Finalmente, realiza-se o processo de cura em condições melhoradas. Nas secções seguintes apresenta-se de forma detalhada as principais tarefas em cada uma das fases.

#### 4.3.1. Preparação dos materiais

Numa primeira fase o solo foi espalhado num pavilhão suficientemente arejado, de forma a permitir a sua secagem (Figura 73). Todo o solo sofreu um processo de destorroamento com recurso a uma enxada, com o objetivo de desfazer os torrões, tendo o cuidado de não alterar a granulometria do solo. Durante o processo de secagem não foi efetuado nenhum tipo de controlo do ambiente, estando este sempre dependente da temperatura e do teor em humidade

do ar. Após uma inspeção visual para verificar que o solo apresentasse um aspeto mais claro e seco iniciou-se o processo de construção dos BTCs (Figura 73).



Figura 73: Preparação do solo.

#### 4.3.2. Peneiração do solo

Para a fabricação dos BTCs, o solo foi peneirado (Figura 74) utilizando-se um peneiro com malha de 9,0 mm, com objetivo de diminuir os torrões e uma melhoria na homogeneização da granulometria utilizada nos blocos.



Figura 74: Processo de peneiração.

Depois de peneirado foi necessário proceder a quantificação em volume dos diferentes constituintes da mistura. Utilizou-se medidas em volume de forma a evitar confusões de medidas dos materiais que dificilmente são identificadas durante a fase de execução. No caso em estudo, foi utilizado diferentes baldes com as medidas para solo, caulino e cimento, cada um com o respetivo material identificado. Os volumes da mistura devem ser suficientes para não provocar interrupções no trabalho. A mistura deve ser prensada no máximo num período de aproximadamente de 1 horas. O processo de fabrico foi otimizado realizando, a pesagem e a mistura dos materiais para 10 BTCs de cada vez.

#### 4.3.3. Preparação da mistura

As misturas foram realizadas manualmente com a ajuda de uma enxada. Numa primeira fase, o cimento e o caulino foram adicionado ao solo seco misturando-se até se obter uma cor uniforme, evitando-se a existência da formação de grânulos (Figura 75 (a)). Depois de concluído o processo de homogeneização solo, efetua-se a adição de água à mistura, com o uso de um regador que têm como vantagem espalhar a água de forma uniforme na mistura, e evitar a formação de grânulos no solo (Figura 75 (b)). Por último, a mistura é retirada do chão e colocada em baldes para ser transportada até ao local da prensagem (Figura 75 c).



Figura 75: Preparação da mistura: a) fase seca (solo + cimento + caulino); b) adição de água; e c) colocação da mistura em baldes para prensar.

#### 4.3.4. Prensagem dos BTC

A prensa utilizada para a construção dos BTC é manual (Terstaram®) e permite a aplicação de uma compressão com cerca de 2 MPa de pressão. A mistura é colocada na prensa previamente lubrificada com óleo descofrante. Com a ajuda das mãos faz-se uma compactação manual no momento em que o molde se encontra metade preenchido e todo preenchido com mistura. Por questões de qualidade da produção, deve ser sempre realizado pelo mesmo operador a aplicação da compactação (Figura 76).



Figura 76: Prensa utilizada para o processo de fabrico dos BTC.



#### 4.3.5. Processo de cura

Após o fabrico dos BTCs, é necessário proceder ao seu empilhamento em paletes. O seu empilhamento têm, no máximo, 5 BTCs sobrepostos, para evitar que os BTCs localizados na zona inferior não fiquem sobrecarregados. À medida que a linha de produção fica completa para cada palete é necessário embrulhar os blocos com película aderente (Figura 77). Este procedimento permite uma humidade constante no interior da paleta. No final de 7 dias são realizados furos na película isolante para permitir que a água evapore lentamente até aos 28 dias de cura.

No total foram necessários produzir cerca de 2000 BTCs para efetuar todos os trabalhos propostos. A produção dos BTCs demorou cerca 8 dias trabalho, realizado por 3 trabalhadores, dos quais dois faziam a prensagem e um a peneiração e preparação da mistura. Com o desenrolar da fabricação, verificou-se um aumento da produtividade após alguns dias de trabalho, atingindo-se uma média de 200 BTCs/dia.



Figura 77: Colocação de película aderente e armazenamento de BTC.

#### 4.4. Ensaios de Compressão em BTCs

Nesta secção apresentam-se os ensaios de compressão de blocos realizados com a mesma idade de cura. Salienta-se que o ensaio à compressão de blocos individuais é um método básico que permite caracterizar as unidades de alvenaria.

#### 4.4.1. Procedimento de ensaio

Os ensaios para avaliação da resistência à compressão dos BTCs foram realizados com um tempo de cura de aproximadamente 100 dias. Como os materiais constituintes do BTC é solo, cimento e caulino, prevê-se que aos 100 dias de idade de cura o BTC apresente uma resistência suficiente para a construção, pois os materiais de base cimentícia tendem a endurecer ligeiramente com o tempo, admitindo-se que aos 28 dias já atingiu um valor bastante próximo do estabilizado, ou seja com resistência estabilizada.

Os ensaios de compressão dos BTC foram realizados segundo o procedimento preconizado na norma (EN 772-1, 2000). Esta norma refere a utilização de 6 provetes para cada ensaio e a aplicação de uma carga em controlo de força. Através da análise do trabalho proposto por (Strurm et al., 2014) verifica-se que a carga de tensão máxima aplicada aos BTC é menor 10 MPa o que no caso em estudo também é expectável, a norma refere para tensões inferiores á 10MPa a velocidade deve ser de 0,05 MPa/s. No presente caso em estudo foram ensaiados 3 BTCs para idade de cura de 100dias. A força foi aplicada em controlo de deslocamento com uma velocidade de 4  $\mu\text{m/s}$ . A utilização de um número de provetes inferior a 6 BTCs deve-se ao fato do reduzido tempo disponível dos pórticos de ensaio no LEST. Como a aplicação da carga foi realizada em controlo deslocamento, foi possível observar com melhor percepção o comportamento dos blocos depois de se atingir a carga máxima, ou seja, o comportamento não-linear.

Para permitir uma distribuição uniforme das forças aplicadas, na base e no topo do BTC foram utilizadas as placas da base e do topo da prensa usada para fabricar os BTCs, pois estas possuem exatamente a forma do BTCs. Antes de iniciar o ensaio, foi necessário limpar os provetes e verificar se estes possuíam irregularidades. Posteriormente, os BTCs foram devidamente numerados, medidos em todas as dimensões, para determinar a área de contacto.

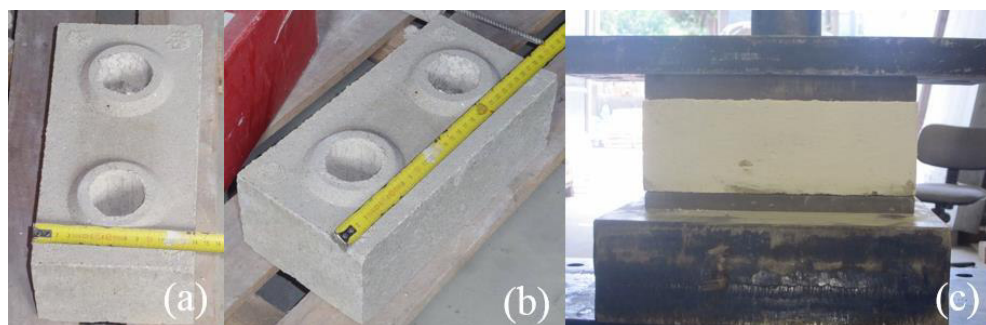


Figura 78: (a) e (b) Medição dos BTCs; (c) Colocação do provete na máquina de ensaio.

#### 4.4.2. Resultados obtidos e discussão

Na Tabela 25 estão apresentados a tensão máxima de rotura para 3 BTC. Nela verifica-se que os valores de coeficiente de variação (CoV) são aceitáveis. Numa fase inicial realizaram-se ensaios para 6 BTC como referido na norma mas, o (CoV) era muito díspares dos anteriores e conduzia a coeficientes de variação muito elevados próximos dos 35%, tendo por isso sido ignorados, isso pode dever-se à má conceção do ensaio, na medida que os provetes deviam ser secos em estufa para controlo da húmida. Apesar do de só considerar 3 BTC, pode observar-se que a resistência é considerável e maior do que os valores mínimos exigidos nas normas existentes. Por exemplo, na norma neozelandesa NZS 4298, (1998) e na norma austríaca (HB 195, 2002), o valor mínimo exigido de resistência à compressão é de 1,52 MPa e 1,0 MPa, respetivamente. Na norma espanhola UNE 41410, (2008), a resistência à compressão dos BTCs está dividida em 3 classes (Classe 1, Classe 3 e Classe 5), com resistência à compressão mínima de 1,3 MPa, 3,0 MPa e 5,0 MPa, respetivamente. Os BTCs em estudo podem ser classificados como sendo da Classe 3.

Lourenço (2002) apresenta valores de resistências à compressão mínima necessários para com a construção em terra, nomeadamente BTC (ver Tabela 24).

Tabela 24: Resistência mecânica da construção em terra (Lourenço 2002).

	BTC		
	a	b	c
<b>Rc 28dias seca (MPa)</b>	>2	2-5	>12
<b>Rc 28 dias húmida (24h na água)</b>	0-0,5	0,2	0,2

a - Compressão a 2MPa

b - Estabilização com 8% de cimento e compressão a 4MPa

c - Estabilização com 12% a 19% de cal e compressão a 30 MPa

Pela análise de Tabela 14, e tendo em consideração que a compressão do BTC foi realizada com 2MPa o valor obtido de compressão é 3,3 MPa que é maior que 2MPa este valor encontra-se dentro do referido por este autor,

Tabela 25: Características de resistência mecânica dos BTCs.

Provete	Tensão máxima (MPa)	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )
A	2,9	2780
B	3,6	2840
C	3,4	2840
Média	3,3	2790
CdV	11%	1,24%

Na Figura 79 pode ser observado o comportamento dos BTCs durante o carregamento e o seu comportamento de pós-pico, através da curva tensão-extensão. Conforme se pode verificar, as extensões no pico são próximas de 5%.

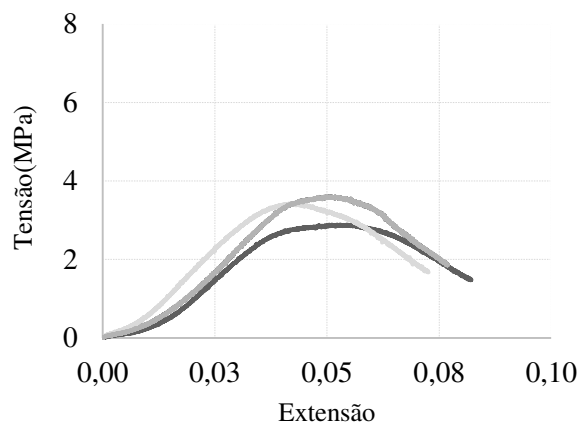


Figura 79: Gráfico de Tensão-extensão dos BTC.

Quanto ao modo de rotura (Figura 80), verifica-se que, de um modo geral, este ocorreu devido a formação de uma espécie de um tronco de pirâmide junto as chapas metálicas. A linha de rotura liga os dois troncos, ou seja, caracteriza-se pela formação de uma geometria tronco-piramidal resultante do efeito de confinamento configurada pelas chapas ensaio e pela própria geometria do bloco.



Figura 80: Modos de rotura típicos dos BTC.

## 4.5. Ensaios ao corte em prismas de BTCs

Os ensaios ao corte em prismas de BTCs permitem determinar a resistência de corte, a dilatação e avaliar o ângulo de atrito das juntas de alvenaria. O ensaio foi realizado segundo a norma EN 1052-3, (2002) que exige que o ensaio seja efetuado para 3 níveis de tensão de confinamento diferentes. Assim sendo, foram testados 9 prismas para cada uma das tipologias de alvenaria, ou seja, 9 prismas com junta argamassada e 9 prismas com junta seca.

### 4.5.1. Processo de construção

O processo de construção com prismas de junta argamassada foi efetuado aproximadamente 60 dias antes da data prevista para o ensaio, para que a argamassa pudesse atingir a resistência necessária. Os BTCs utilizados na altura da construção tinham cerca de 30 dias, o que perfaziam 90 dias na realização dos ensaios.

Em uma primeira fase selecionaram-se os BTCs a utilizar verificou-se se estes possuíam irregularidades. Se for caso disso, eram eliminados ou corrigidos. O local da construção dos prismas estava nivelado para permitir a correta construção de prismas, a fim de evitar resultados imprecisos. Numa segunda fase, foi necessário preparar as argamassas. Ao longo da construção dos prismas, as argamassas foram preparadas com um peso total de amassadura 1,5 kg de cada vez, de modo a manter sempre a argamassa fresca e trabalhável. Se a argamassa perder a trabalhabilidade, torna-se mais difícil realizar o seu espalhamento e assentamento dos blocos, bem como, resulta numa maior porosidade e, conseqüentemente, numa menor resistência. A argamassa utilizada foi referida anteriormente no Capítulo 3. Os componentes da argamassa foram pesados e em seguida procedeu-se à mistura dos componentes até apresentar um aspecto uniforme.

Numa fase inicial os prismas foram construídos sobre uma banca até ter o tempo de cura suficiente para transporte. Numa fase posterior os provetes foram colocados numa tábua para que o seu manuseamento fosse mais fácil e seguro. Durante a construção os BTCs foram previamente humedecidos com a ajuda de um borrifador, de modo a evitar que quando se colocasse a argamassa na superfície dos blocos, estes não absorviassem imediatamente a água da argamassa. Consecutivamente, a argamassa foi espalhada sobre os blocos com uma colher, formando uma junta com cerca de 10 mm de espessura, sendo esta a espessura suficiente para

igualar a saliência dos encaixes (ver Figura 81). Esta espessura é muito importante, porque o objetivo principal é assegurar que, no caso dos prismas com argamassa, os encaixes não têm qualquer influência na sua resistência, já que um dos objetivos principais destes ensaios é comparar os diferentes sistemas construtivos no caso de junta argamassada e no caso de junta seca.



Figura 81: Processo de construção dos prismas.

Foram construídos três prismas em simultâneo. Foi importante garantir algum tempo de cura da argamassa antes da colocação dos BTC das camadas superiores, de modo a que as juntas inferiores tivessem algum tempo de secagem, permitindo, de alguma forma, o ganho de consistência por parte da argamassa. Se este tempo de cura não fosse respeitado, poderia levar ao assentamento das camadas de argamassa inferiores devido ao peso dos BTCs. Após terminada a construção, os prismas foram limpos com uma esponja húmida, de forma a retirar as imperfeições e o excesso de argamassa que tenham ficado no BTC ou nas juntas. No caso da construção dos prismas com junta seca, a sua construção foi bastante mais rápida e simples. A construção foi realizada no pátio de ensaio, momentos antes de dar início ao ensaio. Apenas é necessário ter em atenção se os BTCs não possuíam irregularidades, e que o provete ficasse devidamente nivelado e apurado. Antes alguns dias da realização dos ensaios, os prismas foram pintados com tinta branca (Figura 82). Este processo permitiu visualizar de forma mais fácil o modo de rotura e verificar a abertura de fendas.



Figura 82: Prismas de BTC pintados.

Os prismas foram contruídos com BTC com cerca de 30 dias, ficando posteriormente a curar pelo um período de 60 dias. Este processo foi adotado de forma a permitir que no momento de ensaio os BTCs possuíssem 90 dias de cura e argamassa 60 dias.

#### 4.5.2. Sistema e procedimento de ensaio

O ensaio de corte dos prismas foi efetuado segundo a norma EN 1052-3, (2002). Este ensaio consiste na aplicação de uma carga de compressão vertical constante no provete, e na aplicação de uma carga de corte horizontal no BTC central até levar à rotura.

Numa primeira fase, foi necessário prepara todo o esquema de ensaio. Foram colocados dois atuadores no pórtico, um vertical com uma capacidade de carga de cerca de 50 kN para exercer a compressão, e outro colocado horizontalmente com uma capacidade de carga de aproximadamente 100 kN, de forma a exercer a tensão de corte no prisma. Além disto, foi fixado um suporte metálico ao pórtico para fixar o BTC inferior e um suporte horizontal para impedir o deslocamento do BTC superior, aquando da aplicação da força horizontal. Numa segunda fase, procedeu-se à colocação do prisma no sistema de ensaio. A base do prisma assenta diretamente no esquema de ensaio e no topo do prisma foi colocado uma chapa metálica da prensa de fabrico dos BTCs, já utilizada anteriormente no ensaio de compressão dos BTC. Em cima desta chapa coloca-se uma outra chapa metálica em forma de U invertido, que possuía as dimensões do bloco, de modo a promover uma distribuição uniforme da tensão de confinamento (ver Figura 83). Durante o ensaio foi importante garantir que apenas o bloco central possa sofrer deslocamento horizontal. Para isso, o suporte horizontal superior possui 4 parafusos que se ajustam até estarem em contacto com a chapa metálica colocada no topo do prisma, com o intuito de impedir o deslocamento do BTC superior. Se existirem folgas entre a

chapa e o prisma, colocavam-se pequenas chapas metálicas para o contacto se dar de forma uniforme. Na parte inferior, o suporte está aparafusado ao pórtico para que este não se desloque, e é constituído por uma chapa metálica com 100 mm de altura, que se ajusta com recurso a um sistema de parafusos, até que esta encoste ao BTC inferior e este fique completamente fixo. Numa fase seguinte, foi colocado no atuador horizontal uma rótula que, por sua vez, foi ligada a uma chapa metálica com cerca de 70 mm de altura, que foi responsável por transmitir a força de corte ao prisma. Esta chapa estava ligada a uma outra chapa de igual dimensão através de varões metálicos, para permitir que o BTC central ficasse fixo.

Depois do esquema de ensaio estar todo preparado, procede-se a colocação dos LVDT's, tendo sido utilizados um total oito: (a) quatro para medir o deslocamento vertical dos prismas, verificar se o carregamento foi uniforme ou se ocorreu alguma rotação do bloco, sendo colocados dois em cada uma das faces principais; (b) dois para medir o deslocamento horizontal do bloco central, tendo sido um acoplado à chapa que confinada o bloco inferior, para medir o deslocamento do bloco central em relação ao bloco inferior, e outro colocado na chapa do atuador horizontal, para medir o deslocamento do bloco central em relação ao bloco superior; e (c) dois LVDT's para medir o deslocamento horizontal entre o pórtico e o bloco central, tendo sido colocados um em cada face.

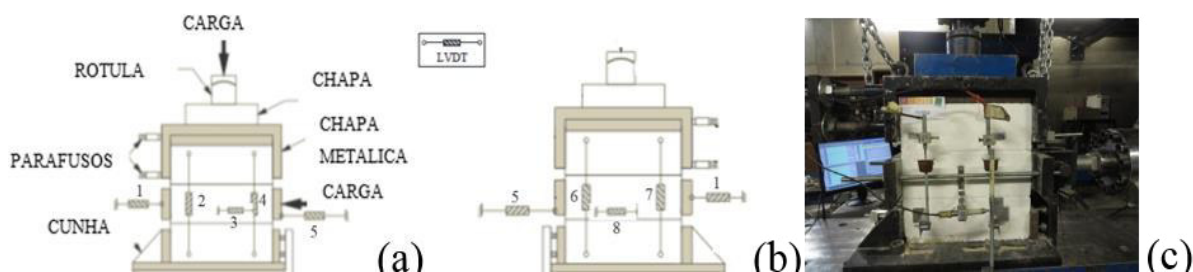


Figura 83: Esquema de ensaio dos prismas: (a) desenho esquemático da vista de frente e numeração dos LVDT; (b) desenho esquemático da vista por de trás e numeração dos LVDT (c) imagem real do ensaio.

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

A norma EN 1052-3, (2002) exige três níveis de carga diferentes para o ensaio de corte de prismas, devendo ser aplicada perpendicular às juntas de forma a criar um confinamento. Como o bloco em análise a resistência à compressão é inferior a 10 MPa e por experiência de trabalhos já realizados anteriormente Strurm et al., (2014) e Oliveira,( 2014), os valores adotados para o confinamento foram: 0,075 MPa, 0,15 MPa e 0,30 MPa.



Depois de preparado todo o ensaio, foi aplicada uma força de compressão no prisma superior que se manteve constante durante todo o ensaio, aplicando-se, se seguida a força de corte sobre o bloco central até provocar corte nas juntas. A norma recomenda a aplicação da carga de corte em controlo de força a uma velocidade entre 0,1 e 0,4 N/mm<sup>2</sup>/min, No entanto, optou-se por adotar uma velocidade em controlo de deslocamento de 0,01 mm/s.

À data do ensaio as argamassas dos prismas tinham uma idade entre os 60 dias, e os BTCs cerca de 90 dias. Segundo os ensaios realizados anteriormente no Capítulo III, as argamassas têm uma resistência de 1,0 MPa e os BTC's uma resistência à compressão de 3,3 MPa.

De acordo com a norma EN 1052-3, (2002), a resistência ao corte  $f_v$  é obtida a partir de:

$$f_v = \frac{F_{H,max}}{2XA} \quad 2$$

Onde:

$F_{H,max}$  -Força máxima horizontal (carga de corte)

A – área da secção transversal dos dois planos de corte

A resistência das juntas horizontais em paredes de alvenaria é dada por  $F_v$ , é obtida através da formulação de Mohr-Coulomb dada por:

$$f_v = f_{v0} + \tan \alpha_k \times \sigma_{c0} \quad 3$$

Onde  $f_{v0}$  é a resistência ao corte inicial,  $\sigma_{c0}$  é a tensão de confinamento (a compressão é assumida positiva no caso em estudo) e  $\alpha_k$  é o ângulo de atrito da junta. Em alvenaria com junta argamassada, a força corte inicial pode ser fornecida pela coesão, mas em juntas secas esta é praticamente zero. Assim sendo, na direção horizontal a força de corte é regida principalmente pelo atrito entre os BTCs.

Outra característica importante a avaliar nas juntas de alvenaria é o angulo de dilatância ( $\psi$ ), que mede o aumento ou diminuição do volume da junta ao longo do comportamento e corte. Esta propriedade é determinada experimentalmente como (Lourenço et al.,2004):

$$\tan \psi = \frac{d_v}{d_h} \quad 4$$

Onde  $d_v$  é o deslocamento vertical em cima da junta de corte e  $d_h$  é o deslocamento horizontal

### 4.5.3. Discussão de resultados

#### 4.5.3.1. Junta seca

Os resultados dos ensaios de corte para os prismas com junta seca podem ser observados na tabela seguinte, onde se apresenta a resistência ao corte, a resistência ao corte inicial e o coeficiente de atrito. O valor da resistência ao corte foi mencionado já anteriormente, a resistência ao corte inicial e coeficiente de atrito obtêm-se através de uma regressão linear que passa pelos pontos médios da resistência ao corte para cada tensão de confinamento aplicada.

Tabela 26: Resultados para o ensaio de corte dos prismas com junta seca.

Identificação do provete	BTC-0,075			BTC-0,15			BTC-0,30		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Tensão de compressão (MPa)	0,08			0,15			0,30		
Resistência ao corte individual (MPa)	0,12	0,11	0,11	0,20	0,17	0,18	0,29	0,28	0,27
Resistência média ao corte (MPa)	0,11			0,18			0,28		
CdV (%)	3,22			7,64			3,11		
Resistência ao corte inicial (MPa)	0,06								
Coeficiente de atrito	0,75								

Como se pode observar através dos valores na Tabela 26 e da Figura 84, a tensão resistente de corte perante determinadas tensões de compressão varia de forma linear até 0,3 MPa. Observa-se também que a regressão linear obtida pelo gráfico indica que a resistência ao corte inicial é igual a 0,06 MPa e que o coeficiente de atrito é igual a 0,75 (ângulo de atrito aproximadamente igual a 37°), sendo este valor muito superior ao recomendado pelo Eurocódigo 6 (EN 1996-1-1).

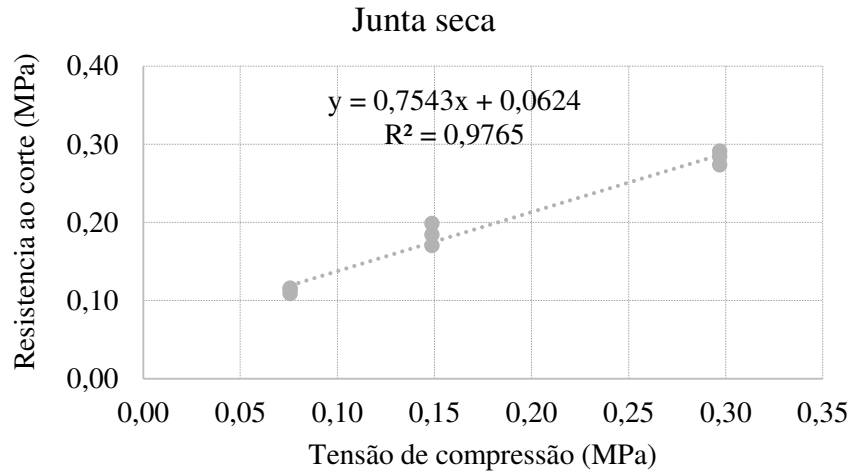


Figura 84: gráfico da relação entre a resistência ao corte e o nível de tensão de compressão para os prismas com junta seca.

Na Figura 85 observa-se a relação da tensão de corte e o deslocamento horizontal, para os diferentes níveis de compressão utilizados. Verifica-se que os deslocamentos horizontais são idênticos, e como era de esperar, quanto maior a tensão de confinamento maior a tensão resistente de corte. Para as mais baixas tensões de confinamento verifica-se que após o pico de resistência os valores da tensão de corte são mantidos praticamente constantes. No caso do confinamento com 0,3 MPa, verifica-se uma queda acentuada da tensão de corte, e o como consequência o esmagamento da junta horizontal.

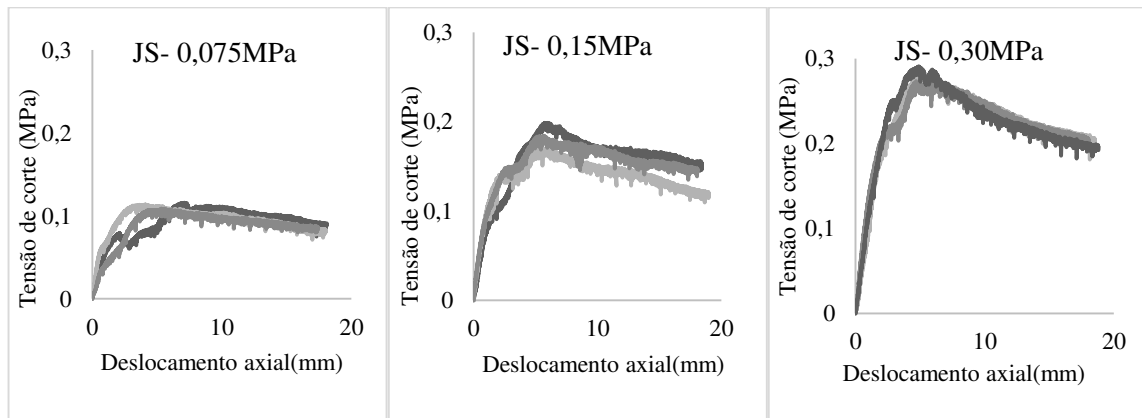


Figura 85: Gráficos tensão corte- Deslocamento axial para os prismas de junta seca.

Na Figura 86 pode observar-se a ligação entre o deslocamento de corte e deslocamento axial. Para o primeiro nível de tensão (0,075 MPa) verifica-se para dois prismas que o deslocamento vertical é positivo; i.e. os blocos têm movimentos de afastamento devido ao efeito de rampa introduzido pelos encaixes. No outro prisma verifica-se que inicialmente sofre deslocamento vertical negativo (possivelmente devido a alguns ajustes entre os encaixes), mas depois passa para positivo, verificando-se o mesmo efeito de rampa. Para o nível de compressão de

0,15 MPa, verifica-se que o nível compressão cresce até um determinado valor de pico (valor negativo), ou seja, comprime e depois tende a recuperar a posição inicial. Para o nível de tensão igual 0,3 MPa, verifica-se que o deslocamento vertical é sempre negativo, isto é, os blocos aproximam-se devido ao esmagamento e desgaste das superfícies de contacto e dos encaixes. Como era de esperar, quanto maior o nível de confinamento, maior é o desgaste e o esmagamento, e como consequência maior o deslocamento vertical negativo.

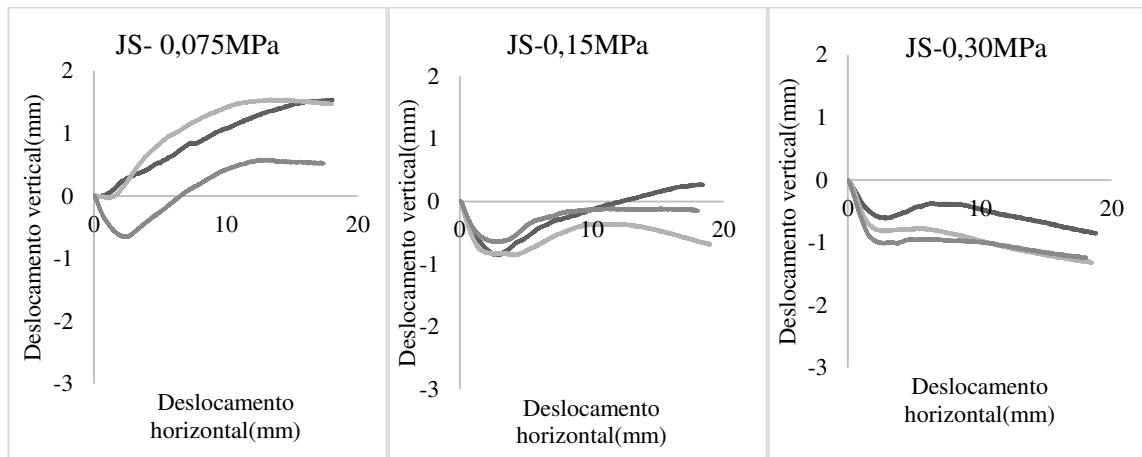


Figura 86:Gráfico de relação entre deslocamento axial e deslocamento de corte com prismas de junta seca.

A dilatância foi determinada para cada ensaio através da relação entre o deslocamento vertical e horizontal na máxima tensão de corte. Na Figura 87 apresenta valores em função do nível de confinamento, verificando-se que a dilatância decresce em valor absoluto mas aumenta em módulo à medida que o nível de confinamento aumenta, passando de valores positivos para valores negativos. O valor de dilatância positiva prende-se com o efeito de rampa dos encaixes e a dilatância negativa significa que o efeito de rampa não se verifica a junta e os encaixes esmagam-se e há desgaste nas superfícies de contacto.

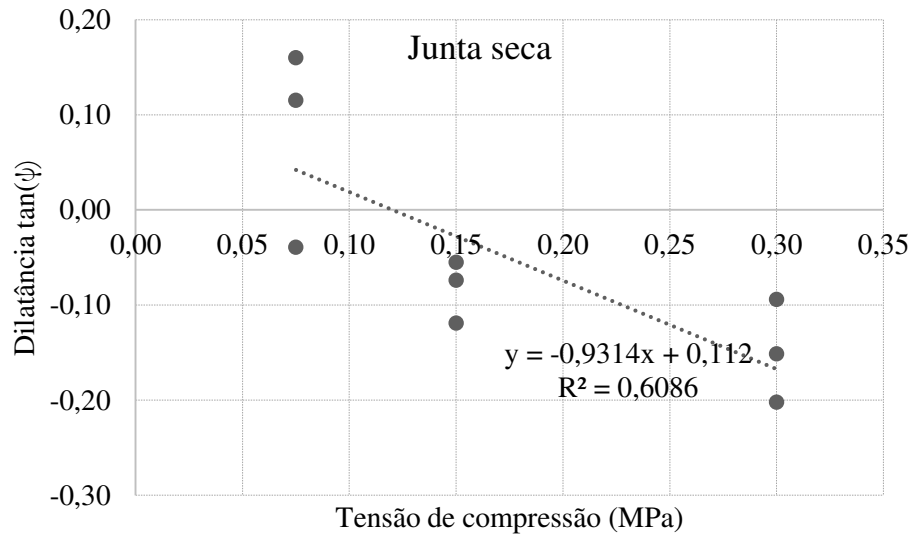


Figura 87: Relação entre a dilatação e a tensão de compressão para prismas de junta seca.

Para o nível de carga de compressão de 0,075 MPa (ver Figura 88) verifica-se que o provete rompe por corte, estando observável o deslizamento do bloco central entre os outros dois. Verificou-se além disso, na desmontagem do provete, os encaixes estavam partidos e muito desgastados, bem como o bloco se encontrava fendilhado em todo o seu comprimento em consequência da rotura por corte do provete.



Figura 88: Modo de rotura dos prismas de junta seca com nível de compressão de 0,075 MPa.

Quanto ao nível de compressão de 0,15 MPa (Figura 89) verifica-se que o provete rompe de uma forma mista, ou seja rompe por corte no global do sistema e no bloco superior ocorre uma rotura localizada por corte. Devido ao confinamento de compressão ser mais elevado, verifica-se que os danos causados pelo corte são maiores.



Figura 89: Modo de rotura dos prismas de junta seca com nível de compressão de 0,15 MPa.

Por último e para o nível de confinamento de 0,3 MPa (Figura 90), verifica-se que o modo de rotura também é misto, verificando nos 3 provetes que o bloco central apresentar um maior deslizamento em relação aos ensaios com confinamento de 0,15MPa e 0,075MPa, e os danos ocorridos por rotura localizada por corte do bloco parecem ser menores.



Figura 90: Modo de rotura dos prismas de junta seca com nível de compressão de 0,30 MPa.

#### 4.5.3.2. Junta argamassada

Os resultados dos ensaios de corte para os prismas com junta argamassada podem ser observados na Tabela 27. O valor da resistência ao corte foi mencionado já anteriormente, a resistência ao corte inicial e coeficiente de atrito obtêm-se através de uma regressão linear que passa por os pontos médios da resistência ao corte para cada tensão de confinamento aplicada.

Tabela 27: Resultados para ensaio de corte dos prismas com junta argamassada

Identificação do provete	BTC-0,075			BTC-0,15			BTC-0,30		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Tensão de compressão (MPa)	0,08			0,15			0,30		
Resistência ao corte individual (MPa)	0,22	0,15	0,32	0,18	0,30	0,32	0,47	0,39	0,34
Resistência ao corte média (MPa)	0,23			0,27			0,40		
CdV (%)	36%			30%			15%		
Resistência ao corte inicial (MPa)	0,17								
Coefficiente de atrito	0,77								

Pela observação dos valores apresentados na Tabela 27, o aumento da resistência de corte com o nível de tensão de compressão parece assumir-se linear, embora o coeficiente de regressão não seja tão elevado como no caso da junta seca. Segundo a regressão linear, a resistência ao corte inicial é de 0,17 MPa, e o coeficiente de atrito de 0,75 ou seja, cerca de 39°, Este valor é novamente muito elevado em relação ao valor recomendado pelo Eurocódigo 6 (EN 1996-1-1) que é de 0,4 e o valor obtido é de 0,77MPa.

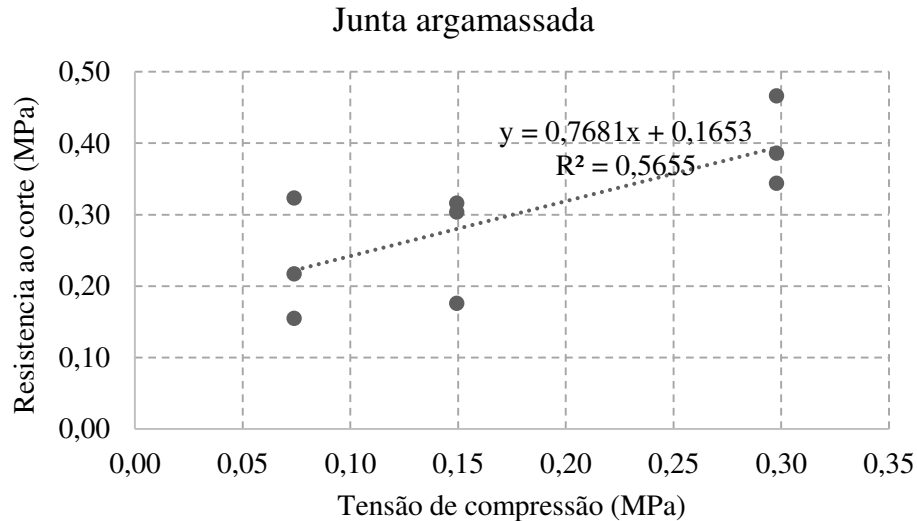


Figura 91: Gráfico da relação entre a resistência ao corte e o nível de tensão de compressão para os prismas com junta argamassada.

Na Figura 92 observa-se para os dois primeiros níveis de confinamento que os provetes após a resistência de corte a tensão decresce abruptamente para um patamar praticamente constante entre 0,1 e 0,2 MPa. Este é um comportamento típico ao corte das juntas argamassadas tendo em consideração Oliveira, (2014). Para o nível de confinamento igual a 0,3 MPa, também se

verifica o decréscimo da tensão de corte após pico, embora se verifique uma resistência residual superior próxima dos 0,2 MPa.

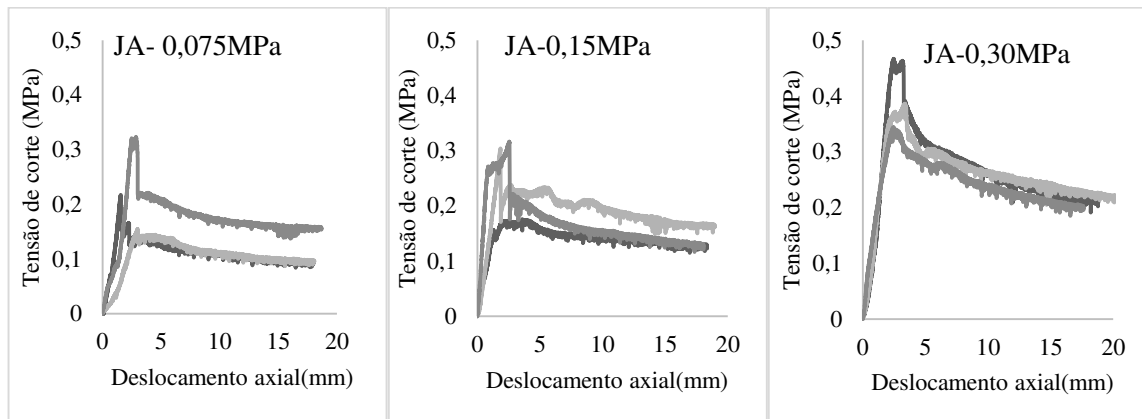


Figura 92: Gráficos tensão de corte- Deslocamento axial para os prismas com junta argamassada.

Na Figura 93 estão representados os gráficos da relação entre o deslocamento vertical e o deslocamento horizontal. Observa-se que, para o nível de compressão de 0,075 MPa, os três prismas sofrem numa fase inicial deslocamentos verticais negativos, ou seja, comprimem, que depois passam a positivos com elevada expressão. Nos dois níveis de confinamento seguintes, à exceção de um provete com 0,15 MPa de confinamento, o deslocamento vertical é negativo, ou seja, ocorre esmagamento e desgaste das juntas, fazendo com que os BTCs se aproximem. Verifica-se para o nível de compressão de 0,30 MPa um deslocamento vertical em módulo menor do que no nível de confinamento de 0,15 MPa. O provete com 0,15 MPa de confinamento que se encontra sempre em valores positivos (diferente dos outros), poderá justificar-se pela ocorrência de algum erro ou na fase construção ou transporte, provocando o descolamento da argamassa de junta.

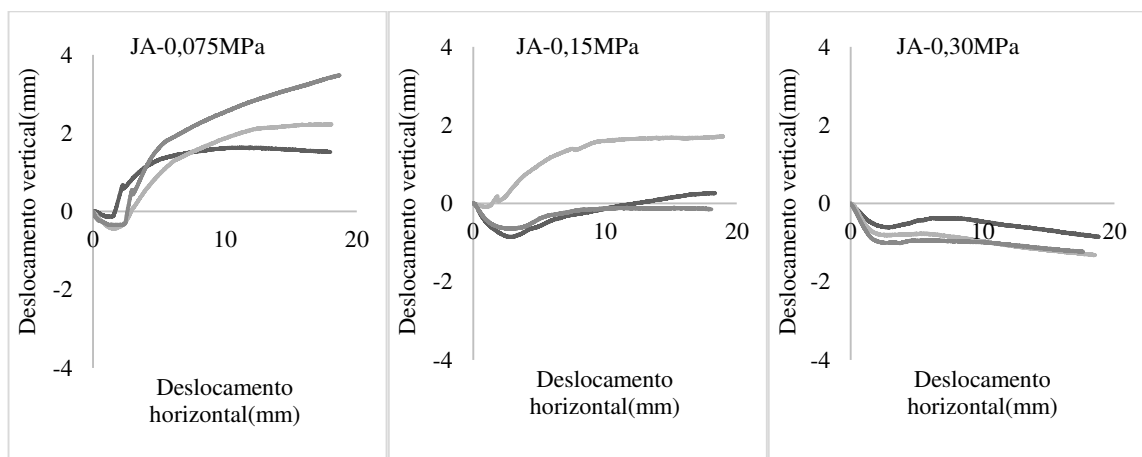


Figura 93: Gráficos deslocamento horizontal- Deslocamento de vertical para os prismas de junta argamassada.



O Figura 94 apresenta os valores da dilatação em função do nível de tensão de compressão para o caso dos prismas com junta argamassada. Para um nível de tensão inferior a dilatação é positiva e passa a negativa com o aumento do nível de confinamento. Além disso a relação dilatação nível de confinamento parece seguir uma tendência linear. Como referido anteriormente o valor da dilatação positivo indica o efeito de rampa no encaixe é capaz de vencer o nível de compressão imposto. A dilatação negativa significa que o efeito de rampa é vencido ocorre o esmagamento do encaixe e a junta é desgastada.

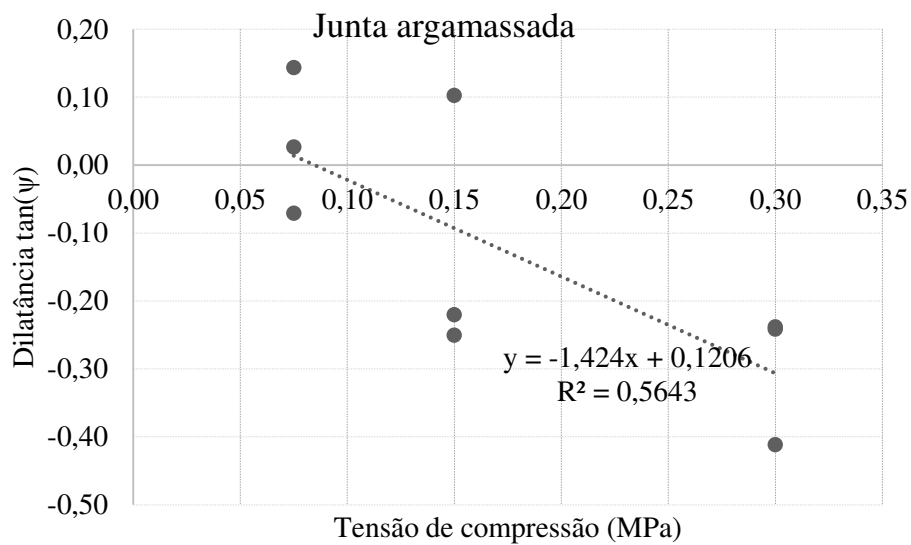


Figura 94: Gráfico da relação entre a dilatação e a tensão de compressão para os prismas com junta argamassada.

Quanto ao modo de rotura, nos prismas com argamassa de junta com o nível de compressão de 0,075 MPa (Figura 95), o modo de rotura dá-se pelo bloco central rompendo por corte nas duas juntas, sendo pouco mas visíveis alguns sinais de esmagamento junto aos encaixes. Neste caso, o esmagamento dos encaixes é menos acentuado, uma vez que a resistência ao corte foi sobretudo garantida pela argamassa de junta, e assim, a mobilização dos encaixes foi menor.



Figura 95: Modo de rotura dos prismas de junta argamassada com nível de compressão de 0,075 MPa.

Nos prismas com o nível de confinamento de 0,15 MPa e 0,30 MPa (Figura 96 e Figura 97), o modo de rotura foi muito semelhante. Em todas as situações o bloco central rompe por corte, deslizando entre os restantes, tendo-se também observado o esmagamento do bloco em todo o seu comprimento. Também é visível um esmagamento local devido a uma rotura por cunha, visível na fendas diagonal na extremidade posterior a aplicação da carga



Figura 96: Modo de rotura dos prismas de junta argamassada com nível de compressão de 0,15MPa.



Figura 97: Modo de rotura dos prismas de junta argamassada com nível de compressão de 0,30 MPa.

Em trabalhos realizados anteriormente LEST, foram ensaiados prismas à compressão, utilizando a mesma composição da argamassa e do blocos do em estudo. Assim, são apresentados em seguida na Tabela 28 os resultados dos ensaios levados a cabo por (Carvalho, 2015) relativos à compressão de prismas.

Tabela 28: Tabela de resultados de ensaio à compressão de prismas proposto por (Carvalho, 2015).

PROVETE	Tensão (MPa)	COV (%)	Módulo Elasticidade Externo	COV (%)
<b>Junta Seca</b>	A	2,36	406,2	21%
	B	1,48	291,5	
	C	2,43	439,8	
<b>Média</b>		2,09	379,1	
<b>Junta Argamassada</b>	A	3,28	581,0	12%
	B	3,57	721,3	
	C	2,48	728,6	
<b>Média</b>		3,11	676,9	

Segundo os resultados obtidos, verifica-se, que os prismas com junta seca são os que apresentam menor resistência à compressão, com um valor média 2,09 MPa, cerca de 0,65 vezes da resistência à compressão dos BTC com 100 dias (3,3 MPa). Este decréscimo de resistência deve-se à concentração de tensões existente devido à inexistência de argamassa.

Os prismas com argamassa apresentam uma resistência à compressão de 3,11 MPa, ou seja cerca de 1,48 vezes superior aos prismas de junta seca. Comparativamente com a resistência dos blocos estudados na secção 4 deste capítulo, a resistência dos prismas corresponde a 0,94 vezes a resistência destes. Face a estes resultados, verifica-se que a utilização de argamassa de junta, mesmo que de baixa resistência, como é o caso da argamassa, melhora consideravelmente a resistência à compressão dos prismas, já que é capaz de reduzir, ou ate mesmo eliminar, os pontos de concentração de tensões existentes nas juntas de BTC.

Quanto ao módulo de elasticidade, verifica-se que o valor obtido para os prismas com junta seca é cerca de 2 vezes menor do que o valor para os prismas de junta as argamassada. Este valor está relacionado com o deslocamento ocorrido nas juntas, como era espectável o deslocamento é muito maior no caso dos prismas com junta seca.

O modo de rotura dos prismas, verifica-se para cada tipo de prisma, junta seca e junta argamassada, o modo de rotura é semelhante, à tendência a formar um tranco de uma pirâmide, que é característico no modo de rotura dos BTC verificado na secção 4 deste capítulo, ocorre devido ao confinamento introduzido pelas placas de confinamento.

No caso dos prismas de junta seca (ver Figura 98(a)), durante todo o ensaio foi visível que a abertura de fendas e a rotura do provete ocorreu de forma gradual, e não de forma repentina, é uma rotura dúctil. O modo de rotura tem tendência a formar um tronco, onde os BTC do meio são os que apresentam mais danos, e o primeiro e ultimo quase não apresentam fendas, devido ao confinamento introduzido pelas placas metálicas no topo e na base do prisma. Como referido nos ensaios de prismas ao corte a inexistência de argamassa e as imperfeições geométricas de alguns blocos, levam à concentração de tensões entre as juntas, provocando o esmagamento dos blocos. Na figura Figura 98 (b), apresenta-se os provetes de junta argamassa as fendas desenvolvem-se verticalmente, atravessando os blocos e as juntas, mostrando uma forte transmissão dos esforços ao longo do prisma. Neste caso, as fendas ocorrem sobretudo nos blocos do centro do prisma. Em comparação com o modo de rotura dos primas com junta seca,

verifica-se um menor número de fendas. Durante o ensaio as fendas vão propagando até à rotura do prisma, no entanto, depois de este atingir o pico a sua rotura é muito frágil.

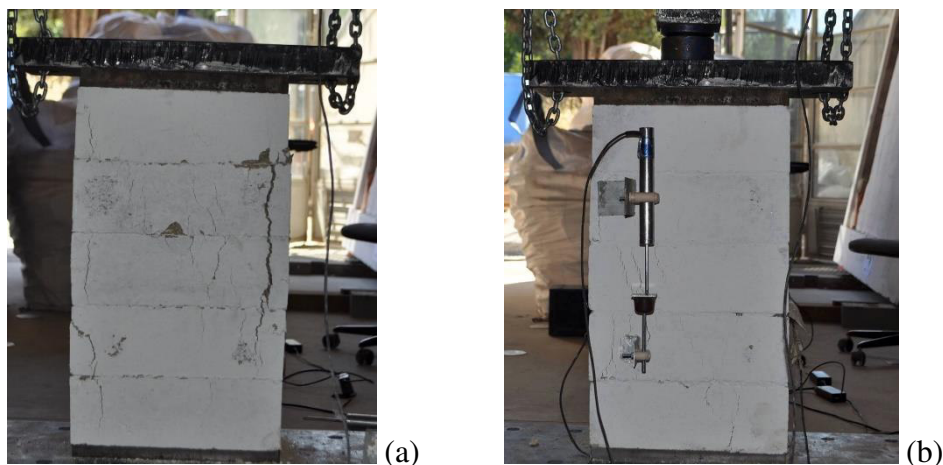


Figura 98: modos de rotura dos prismas à compressão: (a) fendilhação ocorrida em prismas com junta seca; (b) fendilhação ocorrida em prismas com junta argamassada.

#### 4.6. Considerações finais

Neste capítulo apresentaram-se os ensaios realizados em BTCs e prismas de BTCs à compressão e ao corte, com e sem junta de argamassa.

Nos ensaios em BTCs a resistência à compressão obtida foi igual a 3,3 MPa, ao passo que em prisma a resistência foi igual a 3,11 e 2,09 MPa para provetes com e sem junta argamassada, respetivamente.

Nos ensaios ao corte, verificou-se que quanto maior o nível de confinamento maior a resistência ao corte e que os prismas com junta argamassada são os que apresentam uma resistência ao corte superior. Nos prismas com junta seca, verifica-se que para o nível de carga mais baixo 0,075 MPa, a rotura dá-se por corte das juntas e verifica-se o efeito de rampa nos encaixes. Nos níveis de carga de confinamento de 0,15 MPa e 0,30 MPa os valores foram demasiados elevados pois ocorreu esmagamento. Por último, concluiu-se que a variação da dilatação nos ensaios de corte está relacionada com o modo de rotura observado para cada nível de confinamento.

## Capítulo 5 - Ensaio à compressão diagonal



## 5.1. Introdução

Dado que a resistência ao corte dos painéis de alvenaria é um parâmetro importante para a caracterização da resposta estrutural dos edifícios de alvenaria face às ações dos sismos, no presente estudo optou-se por realizar ensaios de compressão diagonal em provetes com junta seca e junta argamassada, sem e com reforço estrutural. O ensaio de compressão diagonal tem como objetivo simular o estado puro de corte. É um ensaio utilizado em laboratório ou *in situ* para determinar as características de rigidez e resistências ao corte da alvenaria.

Neste capítulo e com o intuito de melhorar o comportamento mecânico das paredes, são propostas duas metodologias de reforço. É apresentada a construção dos provetes, as configurações de ensaio, os resultados e as respetiva análise conclusões, fazendo sempre uma comparação entre paredes de alvenaria de BTCs não reforçadas e reforçadas.

## 5.2. Processo de construção das paredes

Para a caracterização do comportamento mecânico das paredes de alvenaria de BTC à compressão diagonal foram preparadas no LEST 18 paredes de alvenaria de BTCs : 9 com junta argamassada das quais 3 foram paredes de referência sem reforço, 3 com um tipo de reforço R1 e as outras 3 com tipo de reforço R2; e outras 9 paredes com junta seca, das quais 3 são de referência, 3 com o reforço R1, e outras 3 com o reforço R2. Os reforços são apresentados mais à frente na Secção 5 deste capítulo.

A norma ASTM E519 (2002), sugere que, para a realização de ensaios de compressão diagonal, sejam utilizadas paredes com  $120 \times 120 \text{ cm}^2$ . No entanto, por facilidade de execução em laboratório, optou-se pela construção de paredes com dimensões aproximadamente de  $700 \times 700 \text{ mm}$ . As paredes de alvenaria de BTC possuem aproximadamente a forma quadrangular com uma dimensão de 700 mm de altura que corresponde a 7 blocos, 700 mm de largura, que corresponde a 2 blocos e meio, e 140mm de espessura, já que se tratam de paredes de pano simples. No total, para construir cada parede foram necessários 18 blocos.

A construção das paredes é semelhante à construção dos prismas descrito no capítulo anterior. Considerando o esquema de ensaio utilizado, que se explica pormenorizadamente no ponto seguinte, foi necessário construir as paredes sobre um suporte de madeira. Este suporte tinha aproximadamente 90 cm de comprimento por 35cm largura, com orifícios para facilitar o

transporte. É importante referir que, antes da montagem da parede, foi necessário verificar se o suporte se encontrava perfeitamente nivelado.

Numa primeira fase foi necessário começar a produzir a argamassa. Assim, da mesma forma que na construção dos prismas, a argamassa foi produzida em pequenas quantidades, com a amassadura total de 1,5 kg, de forma a manter a sua trabalhabilidade durante todo o processo de construção. Primeiro procedeu-se à montagem das paredes com junta argamassada e só depois de construídas estas paredes se procedeu-se à construção de paredes de alvenaria de BTCs com junta seca.

Para dar início a construção, começou-se por colocar dois suportes de madeira, um para cada parede, num local de fácil acesso para a sua montagem e que fosse possível manobrar um monta-cargas para o transporte no dia de ensaio. De modo a evitar que a primeira fiada de blocos aderisse ao suporte de madeira, foram colocadas folhas de película aderente no suporte antes da colocação dos blocos. Seguidamente, foram colocados 3 BTCs, na base de madeira. Com uma colher espalhou-se uma camada de argamassa com cerca de 10mm de espessura, de forma a igualar a saliência dos encaixes e assim sucessivamente até finalizar as 7 fiadas. Teve-se em atenção, como foi referido na construção dos prismas, a importância de garantir um determinado tempo de cura entre uma fiada e seguinte, para que a junta não sofra assentamentos nas camadas inferiores. Em todas as fiadas foi necessário cortar os BTCs em duas metades iguais, com o recurso a uma máquina de serra de disco, de modo a completar as fiadas.

Para se assentar corretamente os blocos utilizou-se um martelo de borracha e um nível, verificando-se durante todo o processo de construção se a parede se mantinha nivelada e aprumada. Além disso, foi necessário humedecer a base e o topo do bloco com um pulverizador, antes de se proceder à colocação da argamassa para que estes não absorvessem a humidade da argamassa. Este processo repetiu-se sucessivamente até finalizar as 7 fiadas de cada parede. Depois do assentamento das fiadas, as paredes foram limpas com uma esponja húmida, de modo a retirar qualquer excesso de argamassa que tivesse ficado acumulado.



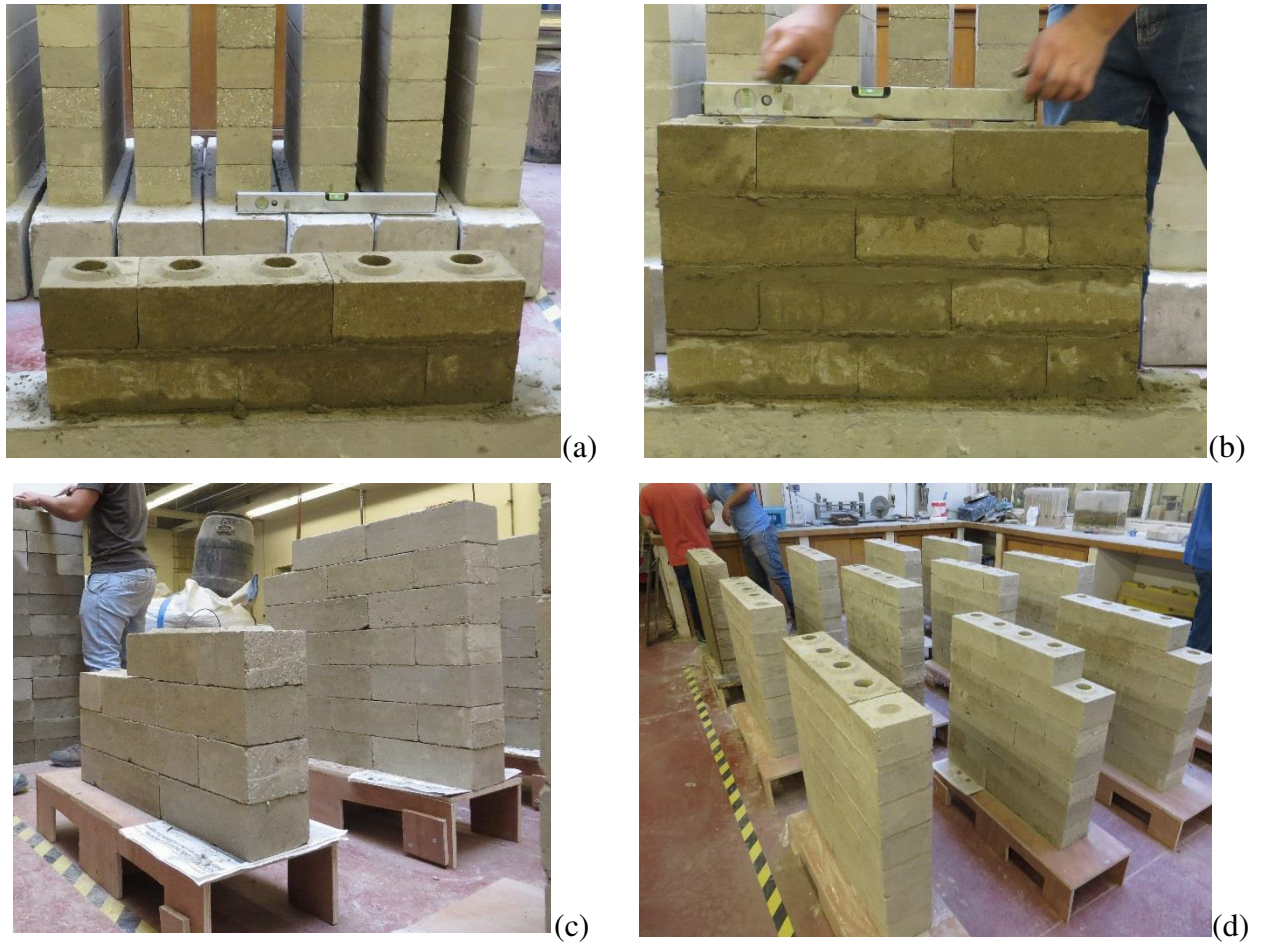


Figura 99: Processo de construção das paredes: (a) Construção de paredes de junta argamassada; (b) verificação do nivelamento da parede; (c) construção de parede de alvenaria; (d) colocação dos reforços nos cantos;

Concluída a construção das paredes com junta argamassada, procedeu-se à construção das paredes com junta seca. A construção destas foi mais fácil e de rápida execução, sendo necessário ter em atenção que os BTCs não possuam irregularidades geométricas. No final da construção das paredes, foram colocados os reforços nos blocos superiores e inferiores que se encontram nos cunhais mais solicitados no ensaio. Alguns dias antes do ensaio, as paredes foram pintadas com tinta branca para que fosse mais perceptível o seu modo de rotura.

### 5.3. Sistema e procedimento de ensaio

A norma ASTM E519, (2002) sugere uma configuração de ensaio em laboratório (proвете rodado a 45°) que não é possível realizar nos provetes com junta seca sem reforço. Dado este impedimento, foi desenvolvida uma configuração de ensaio alternativa para as paredes de alvenaria de BTCs. Adotou-se um procedimento já seguido por outros autores em ensaios in situ de paredes existentes (Chriostrini et al. (2000), Brignola et al. (2008), Calderini (2009),

Valluzzi et al. (2002), Corradi et al. (2010), Borri et al. (2011)). O esquema de ensaio é constituído por duas cunhas metálicas para aplicação da força de compressão, dois varões de aço com 10 mm de diâmetro e respectivos conectores, duas chapas metálicas e uma célula de carga com capacidade de 200 kN, com a parede colocada na horizontal. Na Figura 100 apresenta-se o esquema de ensaio de compressão diagonal adotado.

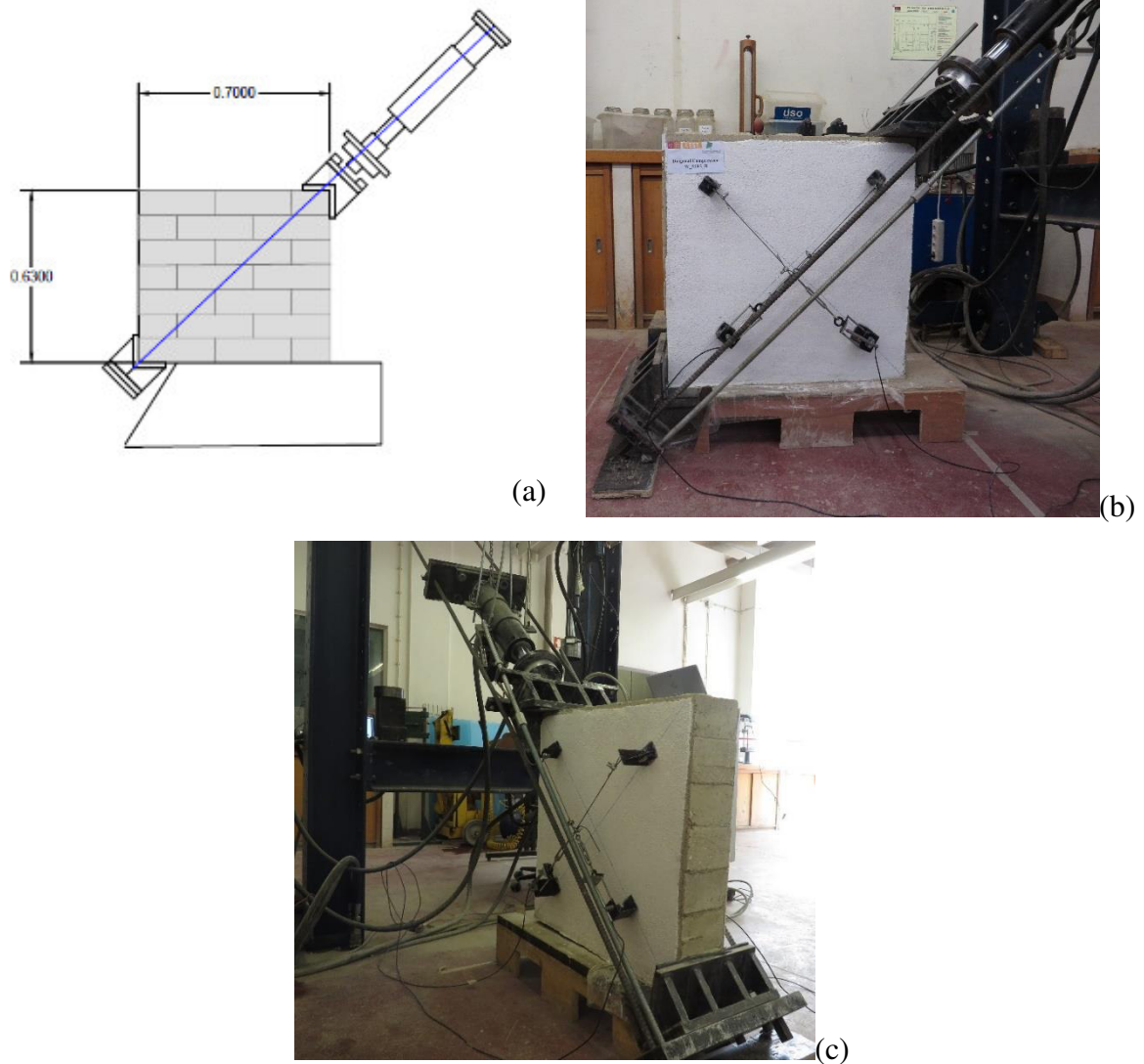


Figura 100: (a) Esquema de ensaio para determinação da resistência à compressão diagonal das paredes; (b) Esquema de ensaio real vista de frente; (c) Esquema de ensaio real vista de lado;

O suporte de madeira, sobre o qual se apoiam as paredes, foi dimensionado para que fosse possível o destaque de um cunhal, tal como se pode visualizar na Figura 101, onde posteriormente se realiza o encaixe inferior da cunha metálica.

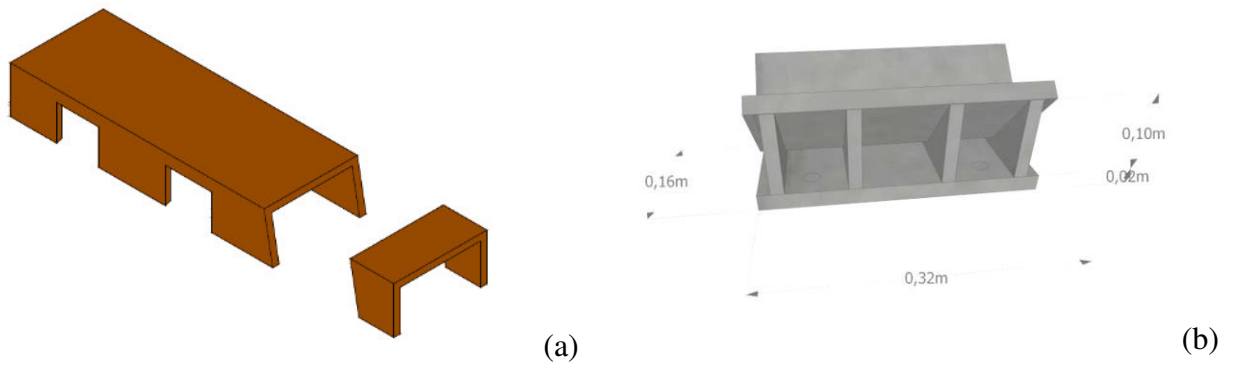


Figura 101: (a) Base de madeira de suporte das paredes com peça destacável para encaixe da cunha do dispositivo de ensaio; (b) Detalhe de cunhas.

Os cunhais onde foram aplicadas as forças de compressão diagonais foram reforçados, através do preenchimento do orifício dos blocos, de forma a garantir que, durante o ensaio, os blocos não esmagassem por compressão (ver Figura 102). Estes reforços foram realizados com uma argamassa pré-doseada de resistência elevada. No caso dos blocos superiores foi necessário cortar a saliência do encaixes que se encontram por baixo da cunha metálica, para garantir o uma distribuição uniforme da carga sobre o bloco.

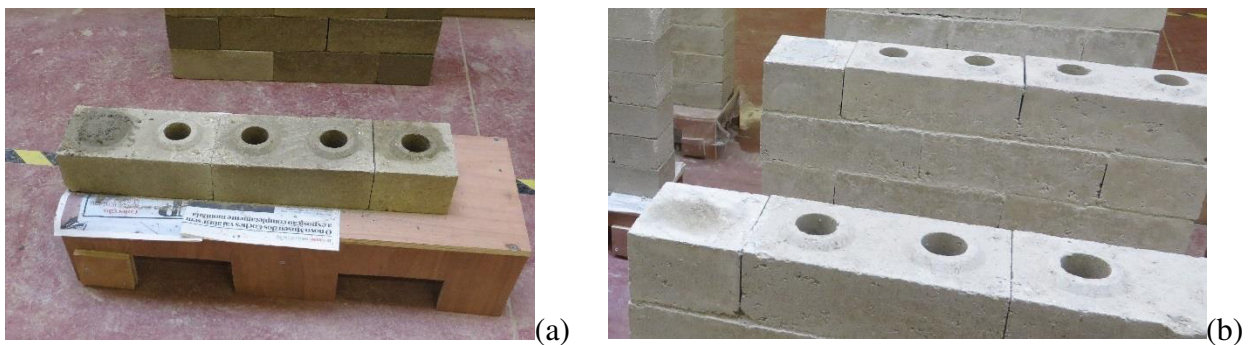


Figura 102: (a) Reforço de bloco inferior (b) Corte de saliência e reforço de bloco;

Os ensaios foram realizados após 30 dias de cura das argamassas. O ensaio de compressão diagonal foi realizado através do controlo do deslocamento com uma velocidade constante de  $10 \mu\text{m/s}$ . Os deslocamentos foram registados por 4 LVDT's colocados em duas diagonais (de compressão e de tração) em cada uma das faces das paredes. Para tal, foram fixados os LVDT's na superfície de cada face das paredes com recurso a chapas metálicas coladas com cola quente, como se exemplifica no esquema da Figura 103, onde  $h$  é a altura da parede e  $l$  é o comprimento da parede. Para garantir melhores condições de aderência dos apoios dos LVDT's, foi necessário fixar as chapas metálicas ao bloco, e nunca na argamassa de junta. Isto fez com que a disposição dos transdutores de deslocamento não fosse exatamente a mesma em ambas as

faces de cada parede. Os LVDT's foram acoplados a chapas metálicas em forma de L através de abraçadeiras.

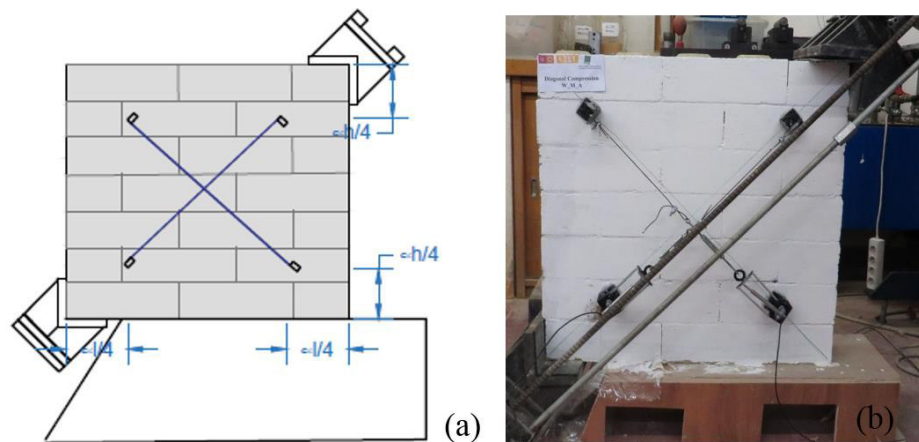


Figura 103: Ensaio de compressão diagonal: (a) Esquema de disposição dos transdutores de deslocamento; (b) Transdutores de deslocamento fixos na parede.

Todos os ensaios foram realizados até ao colapso da parede. No final de cada ensaio a carga registada foi sempre menor do que 50% da carga máxima observada, de forma a registar o correto comportamento pós-pico.

#### 5.4. Resultados obtidos para as paredes de referência

A análise e interpretação dos ensaios de compressão diagonal diferem de autor para autor. O ensaio foi realizado para simular um estado de tensão de corte puro seguindo a norma ASTM E519, (2002). Esta assume que o teste de compressão diagonal produz uma tensão de corte uniforme, ou seja que o círculo de Mohr está centrado na origem do sistema cartesiano de eixos. Nesse caso, a resistência à tração de alvenaria  $f_t$  é igual à tensão de corte  $S_S$  obtida por:

$$f_t = S_S = \frac{0,707 \times P}{A_n} \quad 5$$

em que

$$A_n = \left( \frac{w+h}{2} \right) \times t \times n \quad 6$$

onde:

P: Carga máxima aplicada

$A_n$ : Área efetiva do provete

w: largura do provete

h: altura da amostra

t: espessura do provete

n: percentagem de área bruta do bloco dada por:

$$n = \frac{h \times b - 2 \times \pi \times r^2}{h \times b} \quad 7$$

O módulo de elasticidade G ao corte é obtido por:

$$G = \frac{S_s}{\gamma} \quad 8$$

com

$$\gamma = \frac{\Delta V + \Delta H}{g} \quad 9$$

onde,

$\gamma$ : extensão de corte na fase elástica

$\Delta V$ : encurtamento (extensão) vertical

$\Delta H$ : extensão horizontal

g: comprimento inicial vertical

Os resultados dos ensaios ao corte serão apresentados pela seguinte ordem: em primeiro lugar o modo de rotura das paredes ao corte, em seguida um resumo das propriedades mecânicas e por último os gráficos de tensão-extensão de cada parede.

Para os provetes de alvenaria de BTCs adotou-se a notação:  $W\_M\_j\_x$  e  $W\_j\_x$ , onde o índice M representa paredes com junta argamassada, o índice j, representa o reforço utilizado (R1 ou R2), e x representa o número do provete. A nomenclatura utilizada para os provetes encontra-se descrita na Tabela 29.

Tabela 29 - Nomenclatura utilizada para as técnicas de construção.

<b>Nomenclatura utilizada</b>	<b>Técnicas de construção</b>
W	Parede de referência de junta seca
W_M	Parede de referência de junta argamassada
W_R1	Parede de junta seca com reforço com varão interior embebido em argamassa.
W_R2	Parede de junta seca com reforço com reboco armado
W_M_R1	Parede de junta argamassada com reforço com varão interior embebido em argamassa.
W_M_R2	Parede de junta argamassada com reforço com reboco armado

#### 5.4.1. Resultados de paredes de junta seca não reforçadas

Na Figura 104 apresenta-se o padrão de fissuração das três paredes ensaiadas com junta seca. Observa-se que na parede W\_A e W\_C a presença de fissuração é predominante na direção diagonal e que o deslocamento ocorre ao longo das juntas da alvenaria. Assim conclui-se que a ruptura é predominantemente por corte, mobilizado o atrito das juntas e a resistência ao corte dos blocos, embora também se tenha verificado um ligeiro esmagamento dos cunhais pelos elevados esforços de compressão. Na parede W\_B houve um deslizamento da primeira fiada (superior) fazendo com que a fenda de corte sofresse uma translação comparativamente aos restantes provetes. Neste caso não se verificou o esmagamento dos blocos na zona dos cunhais. A abertura das primeiras fendas ocorreu para valores de força por volta dos 4,5 kN (70% da resistência da alvenaria).

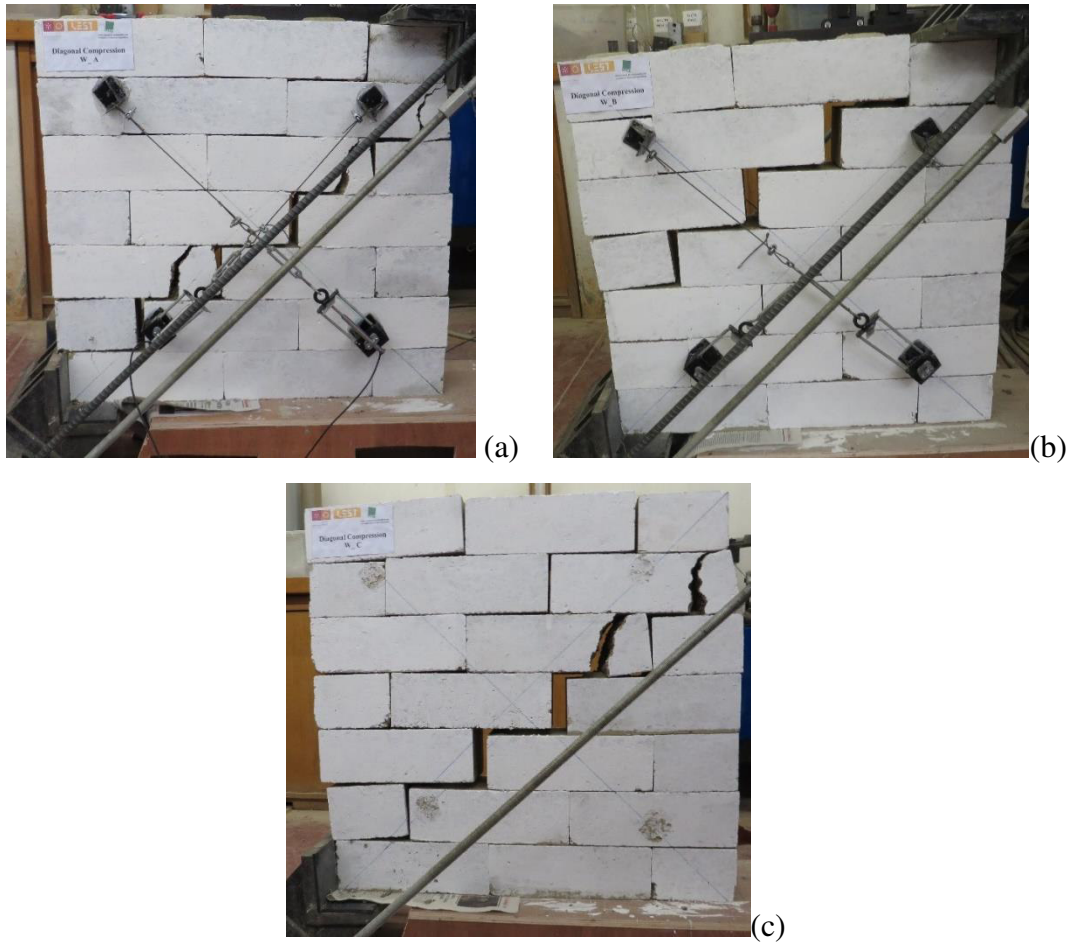


Figura 104: Modo de rotura de ensaio de resistência a compressão diagonal de paredes de junta seca sem reforço: (a) Parede W\_A; (b) Parede W\_B; (c) Parede W\_C.

Na Tabela 30 apresenta-se a resistência ao corte e o módulo de rigidez, calculados de acordo com a norma ASTM E519, (2002) Dos resultados obtidos, observa-se alguma dispersão nos valores da força máxima aplicada e, conseqüentemente, na tensão de corte. No que concerne à força máxima aplicada, entre as três paredes ensaiadas registou-se um CdV de 21%, sendo que a parede W\_B obteve menor resistência, em concordância com o modo de rotura observado. A tensão de corte média é igual a 0,05 MPa. O módulo de rigidez, obtido pelas diferentes paredes é praticamente igual, sendo o coeficiente de variação muito próximo de zero.

Tabela 30: Resultados das propriedades mecânicas das paredes de junta seca sem reforço.

	$P_{\text{máx}}$ (kN)	$A_n$ (mm <sup>2</sup> )	$S_s$ (MPa)	$G$ (MPa)
<b>W_A</b>	6,24	86292,90	0,05	8,19
<b>W_B</b>	4,89	86686,57	0,04	5,37
<b>W_C</b>	7,52	86607,84	0,06	7,74
<b>Média</b>	6,32	86529,10	0,05	7,1
<b>CdV(%)</b>	21	0,2	21	21

Na Figura 105 apresenta-se o gráfico tensão-extensão das paredes de junta seca não reforçadas. Neste está representado a evolução das extensões positivas e extensões negativas, considerando respetivamente os deslocamentos das diagonais normais (paralelos à força aplicada) e diagonais transversais (perpendiculares à força aplicada). Pelo gráfico tensão-extensão observa-se que as paredes registam deslocamentos uniformes nas direções transversais e normais à direção da força. O LVDT da parede W\_B na direção transversal, e o LVDT na direção normal da parede W\_A apenas registaram valores até um determinado deslocamento. Isto poderá estar relacionado com algum problema com a colocação dos LVDT's. No que concerne ao módulo de elasticidade verifica-se uma idêntica deformabilidade nas paredes, sendo estas muito deformáveis, ou seja, apresentam um comportamento dúctil.

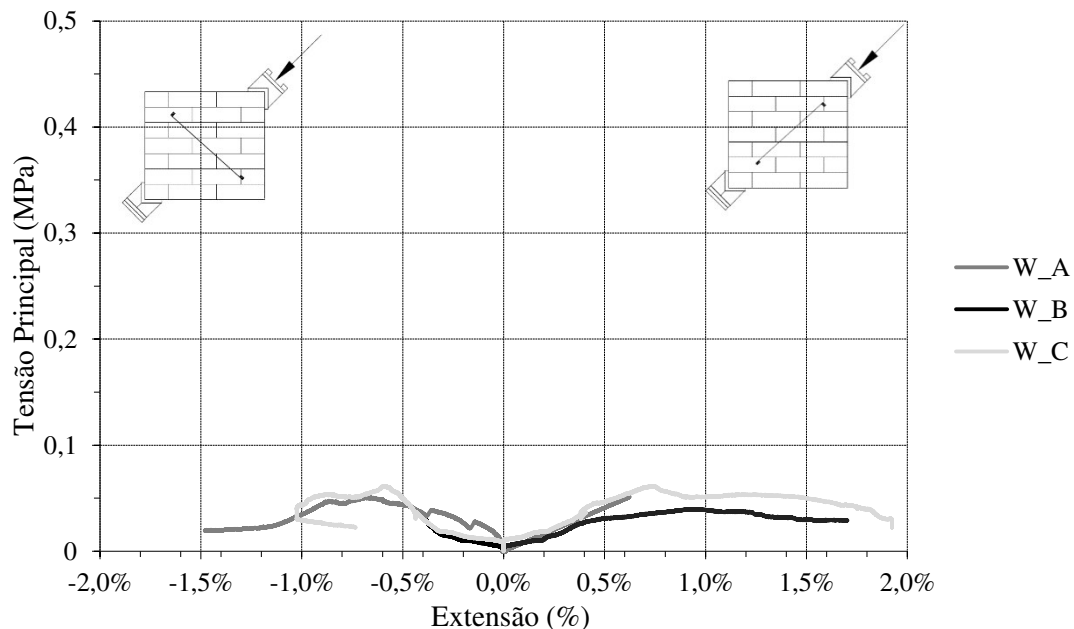


Figura 105: Gráficos tensão-extensão do ensaio de compressão diagonal das paredes de junta seca não reforçadas.



#### 5.4.2. Resultados de paredes com junta argamassada não reforçadas

Na Figura 106 apresenta-se o padrão de fissuração das três paredes ensaiadas. Denota-se uma rotura predominante na direção diagonal. No provete W\_M\_A a fenda da diagonal encontra-se praticamente centrada. No provete W\_M\_B ocorreram duas fendas com rotação parcial do bloco superior e no provete W\_M\_C ocorreu uma fenda diagonal na zona inferior da parede, com uma rotura por atrito das juntas horizontais. No caso das paredes com a argamassa, a abertura das primeiras fendas ocorreu para valores de força bastante mais elevados, cerca de 90% da resistência máxima destas, e foi aumentado até à rotura das paredes. Este modo de rotura, caracteriza-se por ser bastante mais frágil do que o registado para as paredes com junta seca.

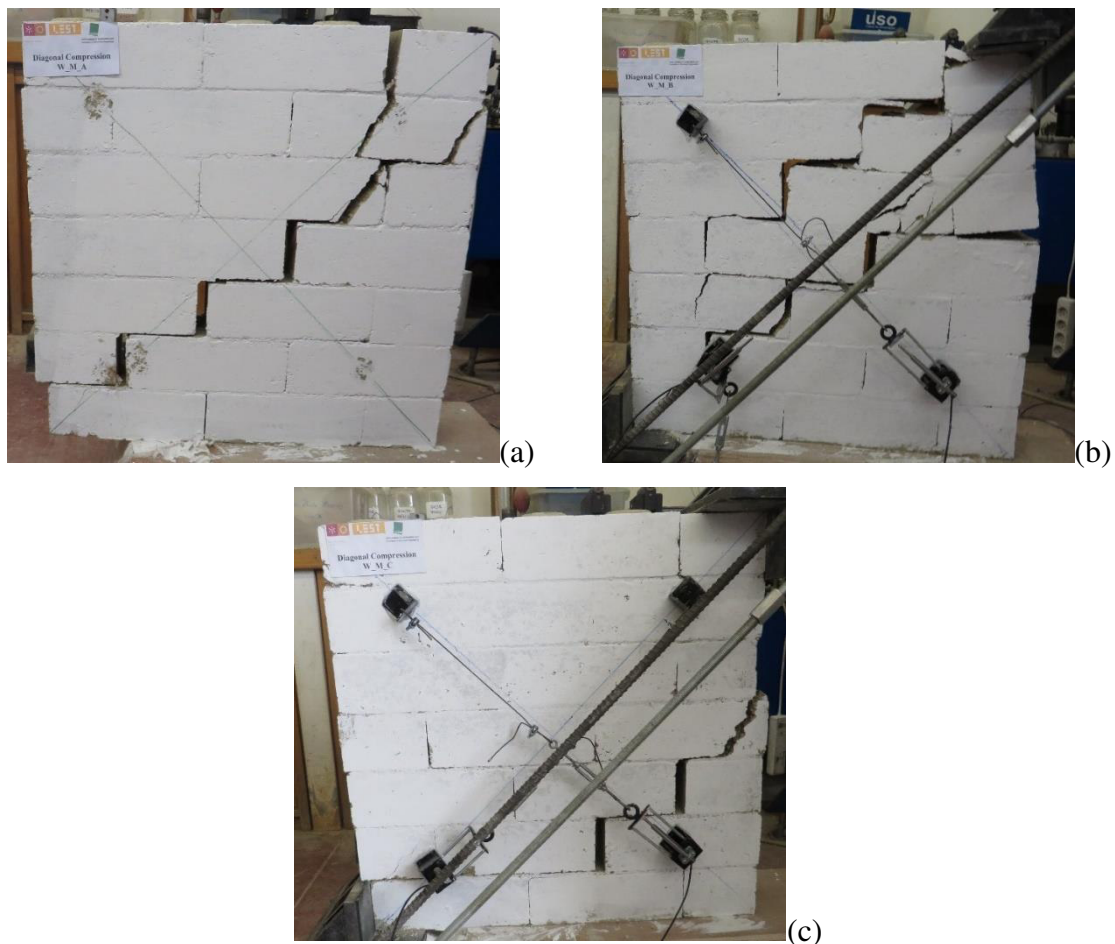


Figura 106: Modo de rotura do ensaio de resistência à compressão diagonal de paredes de junta argamassada sem reforço: (a) Parede W\_M\_A; (b) Parede W\_M\_B; (c) Parede W\_M\_C;

Na Tabela 31 apresenta-se a resistência ao corte e o módulo de rigidez, calculados de acordo com a norma ASTM E519 (2002), obtidos nos ensaios de compressão diagonal das paredes de alvenaria de BTC com junta argamassada não reforçadas, designadas por W\_M.

Tabela 31: Resultados das propriedades mecânicas das paredes de junta argamassada sem reforço.

	<b>P<sub>máx</sub>(Kn)</b>	<b>A<sub>n</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Ss(MPa)</b>	<b>G(MPa)</b>
<b>W_M_A</b>	19,27	88261,26	0,15	250
<b>W_M_B</b>	36,96	86686,57	0,30	202
<b>W_M_C</b>	33,27	88245,51	0,27	230
<b>Média</b>	29,84	87731,11	0,24	228
<b>CoV(%)</b>	31	1	31	10
<b>Média*</b>	35,11	87466,04	0,284	216
<b>CdV(%)*</b>	7	1	8	9

\*Valores considerando a média dos provetes W\_M\_B e W\_M\_C.

Dos resultados obtidos nas paredes com junta argamassada observa-se um aumento da dispersão dos valores da força máxima aplicada com um CdV igual a 31%, e de 32% para a resistência ao corte. O módulo de rigidez apresenta um CdV igual a 10,5%. Em termos dos parâmetros mecânicos, se forem excluídos os resultados do provete W\_M\_A, a resistência média dos provetes é igual a 0,28 MPa e o módulo de rigidez de corte igual a 216 MPa.

Na Figura 107 apresenta-se o gráfico tensão-extensão das paredes de junta seca não reforçadas. Pelo gráfico tensão-extensão observa-se que todas as paredes têm um comportamento linear praticamente até ao pico da resistência, seguindo-se de um amolecimento progressivo.

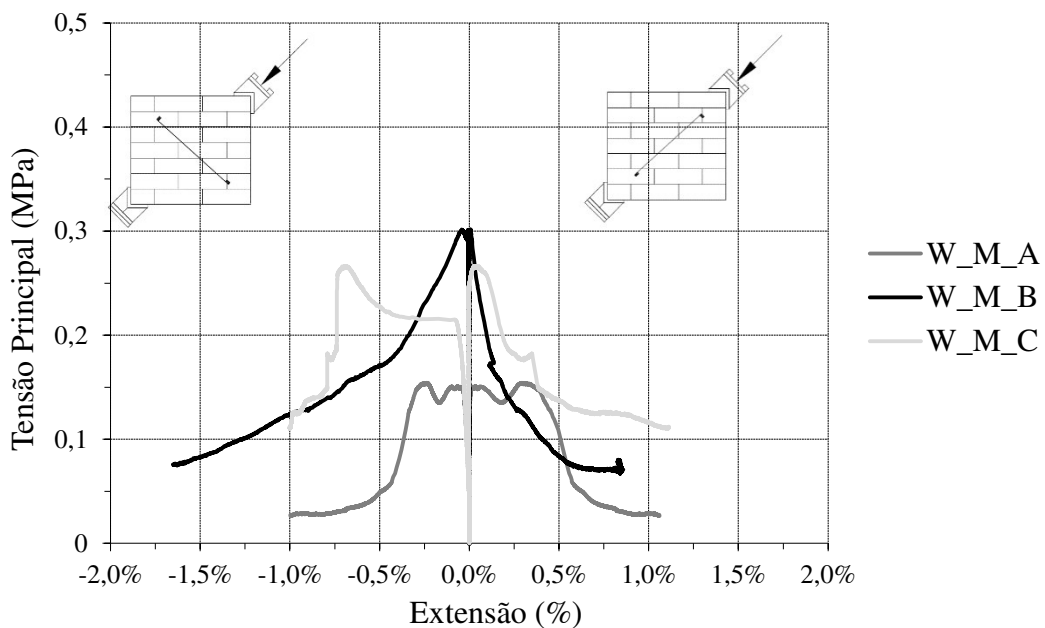


Figura 107: Gráficos tensão-extensão do ensaio de compressão diagonal das paredes com junta argamassada sem reforço.

Com base nos resultados obtidos nos ensaios realizados e comparando com os resultados obtidos nos ensaios com paredes de junta seca, constata-se que a utilização de juntas argamassadas melhora a resistência ao corte.

### 5.5. Metodologia de reforço adotadas

Com base no comportamento dos provetes nos ensaios de compressão diagonal e na pesquisa bibliográfica efetuada, foram estudadas e testadas duas possíveis propostas de reforço para as construções de alvenaria de BTCs. As metodologias de reforço propostas procuram integrar as características particulares da alvenaria com BTCs, nomeadamente com a utilização de um material base de baixa resistência.

Um dos sistemas de reforço será materializado através da introdução de reforços internos (reforço R1). Este consiste em reforçar as paredes com elementos verticais embebidos em argamassa no interior dos orifícios dos BTCs, com o objetivo de conferir maior ductilidade e resistência à tração. Os esforços verticais são transmitidos através da colocação de elementos de aço envolvidos por uma argamassa à base de terra. Este tipo de reforço, anteriormente abordados no Capítulo 3, é normalmente formados por vários elementos metálicos ou de madeira espaçados entre si, que devem ser amarrados à viga superior (coroamento) e à de fundação do edifício. Numa fase inicial, o processo de construção das paredes de alvenaria reforçada é semelhante ao processo de construção das paredes não reforçadas deferindo apenas a aplicação do reforço.

No presente estudo, o reforço escolhido foi a introdução de varões de aço nervurados, do tipo A400 NR com 6 mm de diâmetro. Depois de construídas as paredes com junta argamassada e junta seca, foi necessário preparar a argamassa para embeber os elementos verticais (argamassa AI, ver Capítulo 3). A argamassa foi preparada com cerca de 3 kg de cada vez, durante a aplicação do reforço, de modo a manter sempre a argamassa fresca e trabalhável. Se argamassa perder trabalhabilidade torna-se mais difícil realizar a sua injeção e garantir a inexistência de vazios, resultando também numa maior porosidade e conseqüentemente uma menor resistência. Antes de se proceder à introdução da argamassa no interior do BTC, as superfícies dos orifícios foram humedecidas com a ajuda de um borrifador, de modo a evitar que os blocos absorvessem a água da argamassa, evitando fendas de retração ou o descolamento prematuro dos reforços.

Os varões de aço foram cortados com cerca de 1 m de comprimento. O comprimento deste deve ser sempre maior que o comprimento da parede para que durante a sua colocação possa ser manuseado pelo operador para ser centrado e ajudar a vibrar a mesma, retirando as bolhas de ar existentes. Os reforços foram aplicados no orifício central de cada parede, de modo a que o reforço tivesse uma posição simétrica no provete. Primeiramente, foi colocada a argamassa até 1/3 da altura da parede, em seguida foi introduzido o varão de aço. À medida que se ia introduzindo a argamassa utilizava-se o varão para vibrar a argamassa. Após terminado o reforço das paredes, estas foram limpas com recurso a uma esponja húmida, de forma a regularizar imperfeições e a retirar o excesso de argamassa. Na Figura 108 é possível visualizar todo o processo de aplicação do reforço. Estas são deixadas a curar até à realização do ensaio, de forma a conferir resistência à argamassa de injeção.



Figura 108: Processo de aplicação do reforço interno (reforço R1): (a) Preparação da argamassa de injeção; (b) Processo de injeção de argamassa e colocação de varão de aço no interior da parede; (c) Limpeza de excessos de argamassa; (d) Provete em processo de cura.

A segunda proposta de reforço sísmico estudada (reforço R2) foi constituída por um reboco armado (ou encamisamento), e consiste em adicionar uma malha em rede polimérica no interior da camada de argamassa de revestimento. Esta técnica foi aplicada nas duas faces dos provetes. O seu objetivo é aumentar a resistência ao corte no plano das paredes e a resistência à flexão para fora do seu plano. No âmbito da presente dissertação, apenas se estudou o aumento da resistência ao corte no plano das paredes.

A segunda técnica de reforço foi aplicada aos provetes com junta argamassada e junta seca. Após a preparação da mistura, foi necessário humedecer a superfície de aplicação para que esta não absorva a humidade presente na argamassa. O processo de amassadura foi efetuado à mão, tendo sido adotada uma espessura média total para o reboco igual a 1,5 cm.

A aplicação do reboco armado foi realizada em três fases principais. A primeira fase teve início com a aplicação de uma argamassa de base (chapisco), tendo como função fortalecer a aderência da camada de base ao suporte. A argamassa de base foi a mesma da argamassa de reboco. Numa segunda fase, a rede polimérica (Cintolex®) foi cortada e embebida na argamassa de base. A rede deve ser cortada e aplicada na direção que apresenta uma maior resistência. Como foi abordado anteriormente no Capítulo 3, a direção com maior resistência e maior ductilidade é a direção longitudinal. Na terceira e última fase, foi aplicada a camada de reboco final. É de salientar que, a aplicação dos reforços foi sempre efetuada pelo mesmo operador e de forma semelhante. Utilizou-se uma talocha e uma colher de pedreiro para proceder à colocação da argamassa. Na fase final e para dar um aspeto de parede rebocada, estas foram limpas com recurso a uma esponja húmida, de forma a regularizar imperfeições. Alguns dias antes do ensaio as paredes foram pintadas com tinta branca para que fosse mais perceptível o seu modo de rotura. Todas as fases do processo de reforço podem ser observadas na Figura 109.

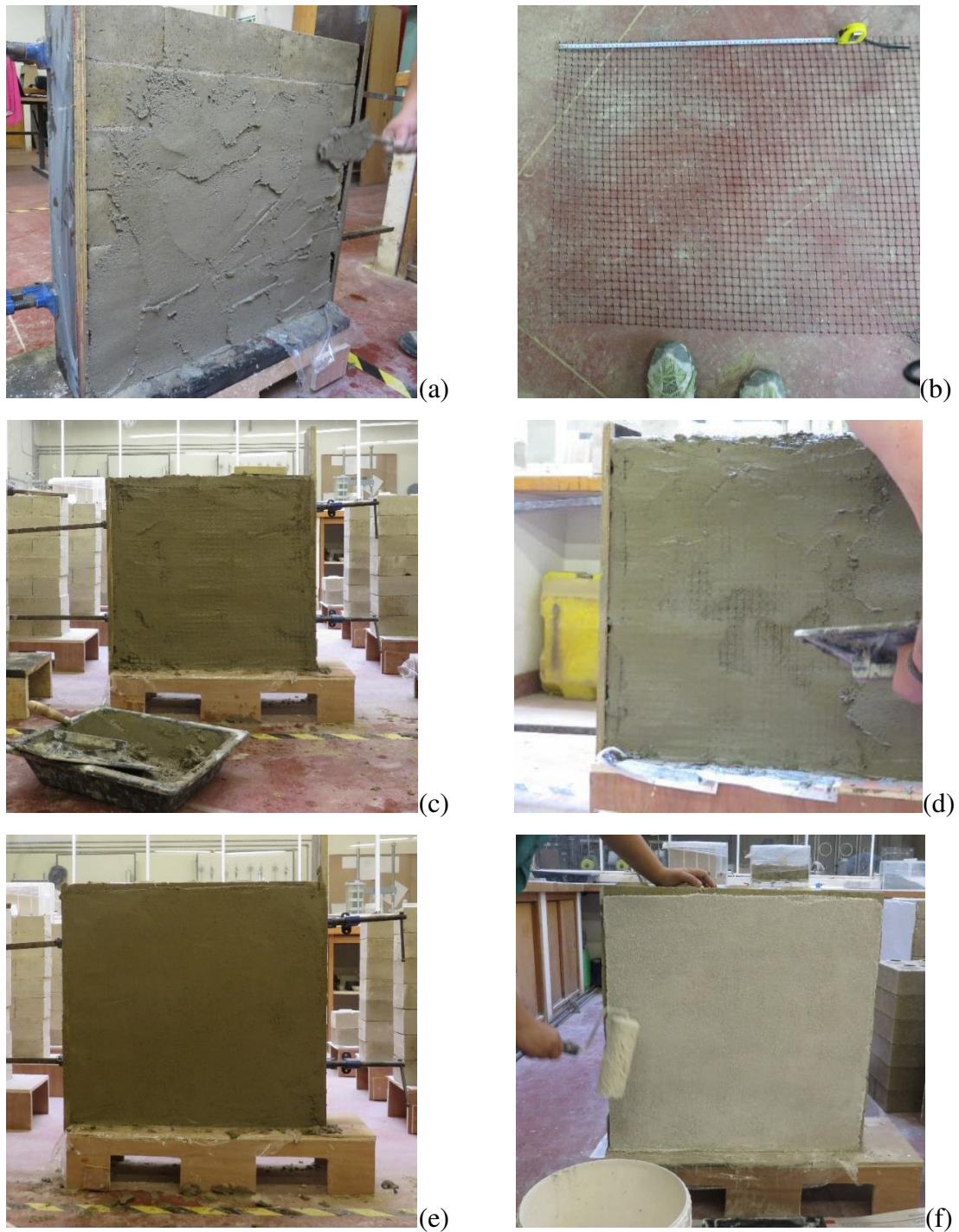


Figura 109: Colocação do reforço de reboco armado (reforço R2): (a) Colocação da argamassa de base; (b) Medição e corte de rede; (c) Colocação da rede embebida na argamassa; (d) Colocação da argamassa de reboco; (e) Passagem de esponja húmida; (f) Pintura de paredes.

As paredes foram construídas 30 dias antes de realizar o ensaio de compressão diagonal. Desta forma as argamassas utilizadas para o reforço tinham cerca de 30 dias e, nesta idade, apresentam uma resistência à compressão igual a 2,2 MPa e 1,9 MPa para a argamassa de injeção e para a argamassa de reboco, respetivamente. À data do ensaio das paredes, os BTCs de todas as

paredes tinham uma idade entre os 80 e 90 dias, apresentando, por isso, uma resistência próxima dos 3,3 MPa (ver Capítulo 4).

### 5.5.1. Resultados de paredes de junta seca com reforço R1

Na Figura 110 apresenta-se o padrão de fissuração das três paredes ensaiadas reforçadas com o reforço R1. Observa-se que a parede W\_M\_C foi a parede que obteve uma maior fissuração na zona do reforço. Durante o ensaio verificou-se que numa fase inicial de carregamento a fissuração ocorria ao nível das juntas e progredia para fissuras verticais junto ao reforço.

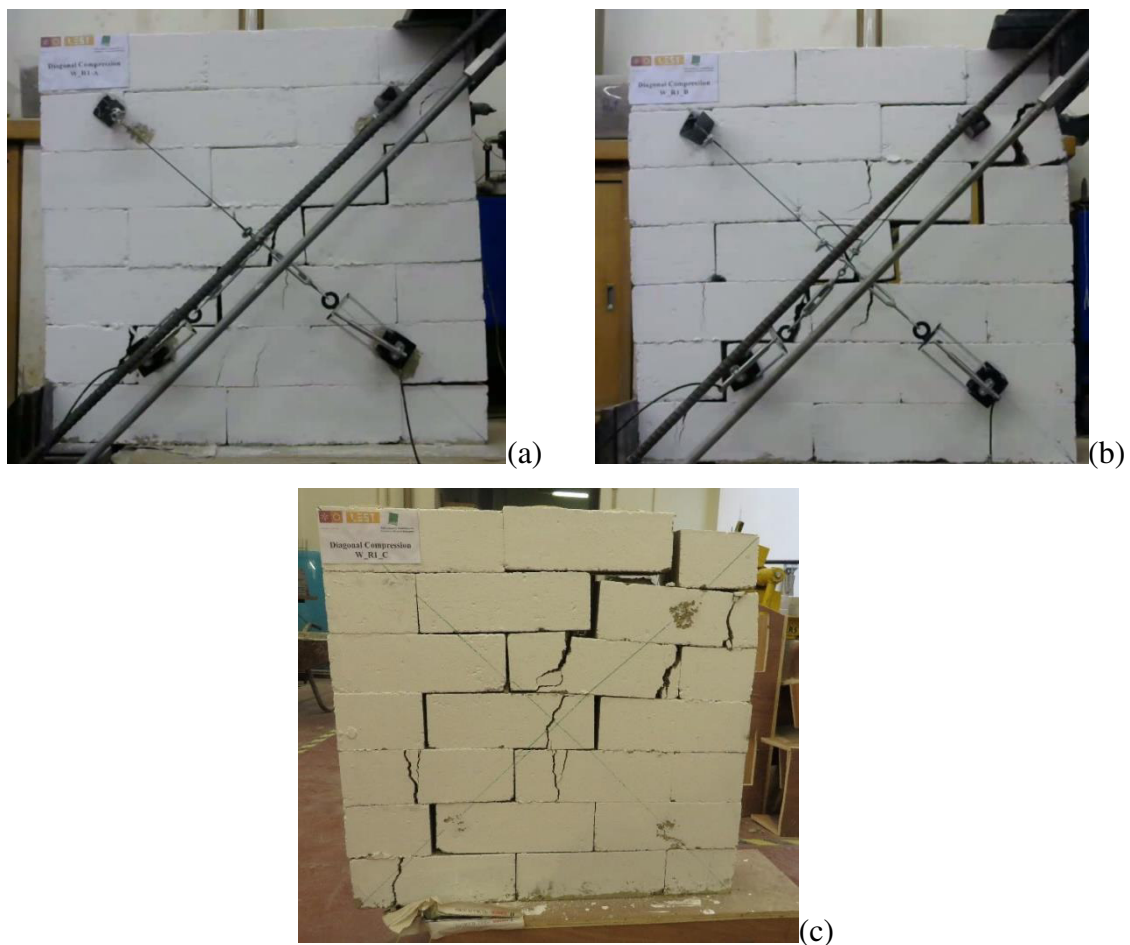


Figura 110: Modo de rotura de ensaio de resistência a compressão diagonal de paredes de junta seca com reforço interno: (a) Parede W\_R1\_A; (b) Parede W\_R1\_B; (c) Parede W\_R1\_C.

A abertura das primeiras fendas ocorreu para valores de força próximos dos 5 kN, o que corresponde a cerca de 50% da força máxima aplicada. Após as primeiras fendas a força continuou a aumentar de forma lenta, mas constante, até à rotura (endurecimento). Este modo de rotura caracterizou-se por ser dúctil. Na Figura 110, é visível que a abertura de fendas ao

longo das juntas nestas paredes é, em número, bastante mais reduzido quando comparada com os casos das paredes não reforçadas (série W). Este modo de rotura caracteriza-se pela abertura de fendas ao longo das juntas, progredindo para fendas verticais que se concentram na zona central do reforço. É também possível visualizar a tendência para ocorrer esmagamento dos blocos nos cunhais.

Na Tabela 32 apresenta-se a resistência ao corte e o módulo de rigidez, calculados de acordo com a norma ASTM E519, (2002), obtidos nos ensaios de compressão diagonal das paredes com o reforço R1, designadas por W\_R1.

Tabela 32: Resultados das propriedades mecânicas das paredes de junta seca com o reforço R1.

	<b>P<sub>máx</sub>(Kn)</b>	<b>A<sub>n</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>S<sub>s</sub>(MPa)</b>	<b>G(MPa)</b>
<b>W_R1_A</b>	13,07	86765,30	0,11	30
<b>W_R1_B</b>	9,11	86450,37	0,07	49
<b>W_R1_C</b>	14,17	86450,37	0,11	31
<b>Média</b>	12,12	86555,35	0,10	37
<b>CoV(%)</b>	22	0,21	22	29

Dos resultados obtidos, observa-se grande uma dispersão nos valores da força máxima aplicada, da tensão de corte e do módulo de elasticidade. No que concerne à força máxima aplicada entre as três paredes ensaiadas registou-se um coeficiente de variação de 22%, sendo que a parede W\_C obteve uma força máxima aplicada cerca de 14% superior à média obtida nas restantes paredes. A tensão de corte média foi igual a 0,10 MPa e o módulo de rigidez médio obtido foi igual a 37 MPa, sendo o coeficiente de variação de aproximadamente 29%.

Na Figura 111 apresenta-se o gráfico tensão-extensão das paredes de junta seca com reforço interno do tipo R1, estando representada a evolução das extensões positivas e negativas considerando, respetivamente, os deslocamentos das diagonais normais e transversais. Pelo gráfico tensão-extensão observa-se que as paredes registam deslocamentos uniformes entre as direções normais e transversais à direção da força. No que concerne ao módulo de rigidez verifica-se a maior deformabilidade da parede W\_R1\_A comparativamente às paredes W\_M\_B e W\_M\_C.



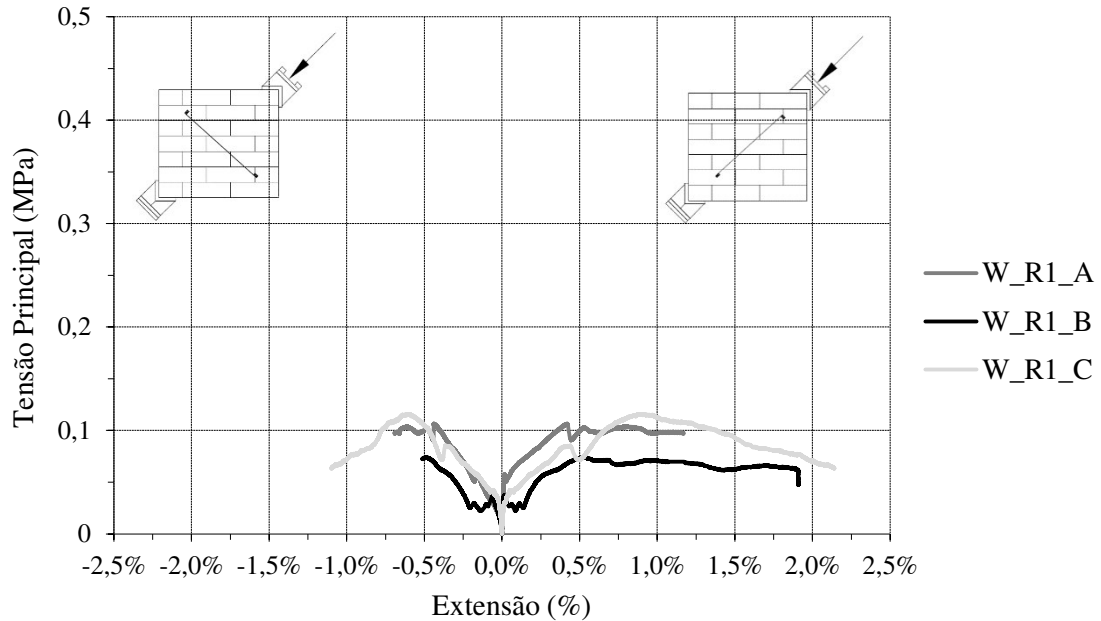


Figura 111: Gráficos tensão-extensão do ensaio de compressão diagonal das paredes de junta seca reforçadas com o reforço R1.

Com base nos resultados obtidos nos ensaios de compressão diagonal das paredes de junta seca com e sem reforço, verifica-se que a aplicação do reforço R1 apresenta uma melhoria da resistência ao corte em cerca de 98% (um aumento numa relação de 1:2) para as paredes de junta seca não reforçadas, ou seja, as paredes não reforçadas representam cerca de 50% da resistência das paredes W\_R1. Assim, esta solução apresenta uma melhoria significativa do comportamento mecânico no que diz respeito a solicitações ao corte.

### 5.5.2. Resultados de paredes de junta seca com reforço R2

Na Figura 112 apresenta-se o padrão de fissuração das três paredes ensaiadas. Observa-se que em todas as paredes se obteve um padrão de fissuração semelhante, verificando-se também o destacamento do reboco na zona superior junto ao cunhal superior. No entanto, contrariamente aos ensaios referidos nos pontos anteriores, a carga de compressão diagonal está aplicada no bloco superior e só posteriormente é transmitida à argamassa de reboco armada, logo o bloco e a argamassa de reboco têm comportamentos diferentes.



Figura 112: Modo de rotura de ensaio de resistência a compressão diagonal de paredes de junta seca com reforço de reboco armado; : (a) e (b) Parede W\_R2\_A; (c) e (d) Parede W\_R2\_B; (e) e (f) Parede W\_R2\_C;

No caso das paredes de junta seca com o reforço R2, a abertura das primeiras fendas nas paredes W\_R2\_A e W\_R2\_B ocorreu para valores próximos de 33 kN e na parede W\_R2\_C que apresenta menor resistência ao corte, o valor registado foi cerca de 28 kN, o que corresponde a cerca de 94% da sua resistência máxima. Neste caso, apesar de se atingirem valores superiores de força, o modo de rotura caracterizou-se por ser bastante mais frágil quando comparado com

os modos das paredes com junta seca sem reforço ou com o reforço do tipo R1. Na Figura 112 é visível que a abertura de fendas nestas paredes se dá principalmente na direção diagonal (paralela à força de corte), observando-se também a presença de fendas distribuídas, de menor dimensão, ao longo do reforço. Foi possível também visualizar roturas locais por esmagamento dos blocos junto aos cunhais.

Na Tabela 33, apresenta-se os resultados obtidos nos ensaios de compressão diagonal das paredes de alvenaria de BTC com junta seca, reforçada com o reforço R2 (reforço com reboco armado), designadas por W\_R2. A resistência ao corte foi igual a 0,27 MPa, com um coeficiente de variação de 10%. Por outro lado, o módulo de rigidez médio de corte foi igual a 401 MPa, com um coeficiente de variação de 23%. Ambos os rebocos contribuíram para o aumento do módulo de rigidez, uma vez que a malha não contribui de forma significativa para a rigidez do conjunto.

Tabela 33: Resultados das propriedades mecânicas das paredes de junta seca com o reforço R2.

	<b>P<sub>máx</sub> (kN)</b>	<b>A<sub>n</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>S<sub>s</sub> (MPa)</b>	<b>G (MPa)</b>
<b>W_R2_A</b>	35,38	86292,90	0,28	438
<b>W_R2_B</b>	35,13	86686,57	0,28	471
<b>W_R2_C</b>	29,52	86607,84	0,24	295
<b>Média</b>	33,34	86529,10	0,27	401
<b>CoV(%)</b>	10	0,24	10	23

Na Figura 113 é apresentado o gráfico tensão-extensão das paredes de junta seca com reforço R2. No que concerne ao módulo de rigidez verifica-se a menor deformabilidade da parede W\_R2\_B comparativamente às paredes W\_R2\_A e W\_R2\_C. Durante a realização do ensaio um dos LVDT's do provete W\_R2\_B localizado na direção perpendicular à força despreendeu-se, medindo a deformação até um determinado valor.

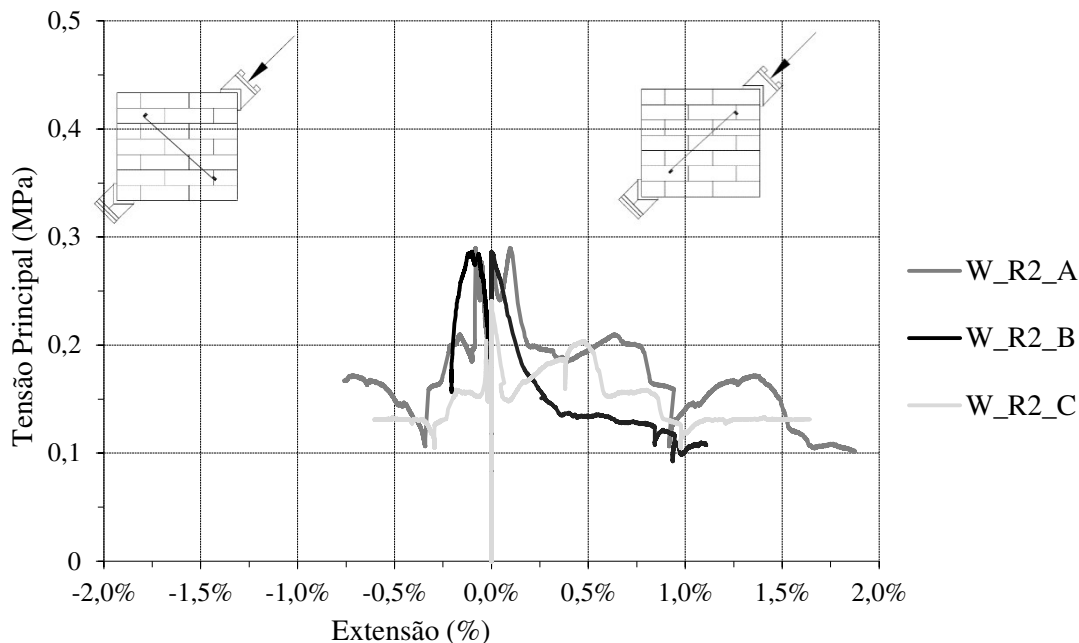


Figura 113: Gráficos tensão-extensão do ensaio de compressão diagonal das paredes de junta seca com o reforço R2.

Com base nos resultados obtidos conclui-se que a aplicação do reforço R2 em paredes com junta seca apresenta uma melhoria da resistência ao corte em cerca de 536% em relação às paredes de junta seca não reforçadas. Em relação ao reforço R1, o reforço R2 apresenta um aumento da resistência ao corte de 275%. Posto isto, esta solução apresenta uma significativa melhoria no comportamento mecânico, quer em termos de resistência, quer em termos de rigidez, (proporcionando uma rotura em que é possível observar uma maior distribuição das fendas).

### 5.5.3. Resultados de paredes de junta argamassada com reforço R1

Na Figura 114 apresenta-se o padrão de fissuração e os modos de rotura das paredes ensaiadas. Denota-se uma rotura predominantemente nas fendas na diagonal e na direção de aplicação da força de compressão. Na parede W\_M\_R1\_A também se denota fissuração na zona superior da parede, devido à flexão provocada pela ligeira rotação do provete. Verifica-se que, em todas as paredes e numa fase inicial de carregamento, a fissuração se dá ao nível das juntas argamassadas, progredindo para fendas mais verticais que atravessam os blocos, especialmente na zona central do reforço, ponto de maior concentração de tensões. A abertura das primeiras fendas ocorreu para valores próximos de 25 kN, o que corresponde a cerca de 92% da sua força máxima, com uma evolução muito rápida da rotura. Deste modo, poder-se-á considerar que a rotura foi frágil.

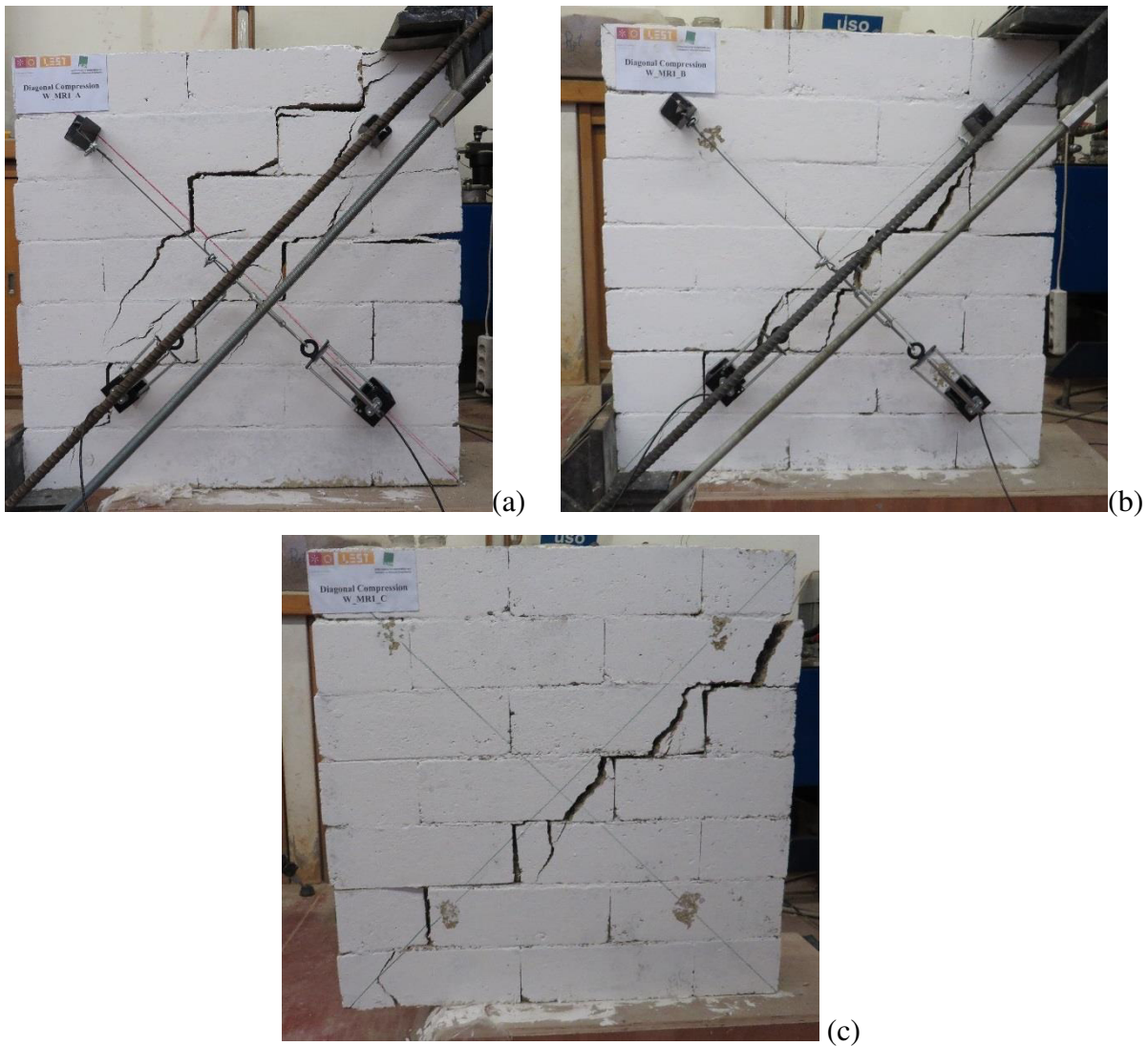


Figura 114: Modo de rotura de ensaio de resistência à compressão diagonal de paredes de junta argamassada com reforço interno R1: (a) Parede W\_M\_R1\_A; (b) Parede W\_M\_R1\_B; (c) Parede W\_M\_R1\_C.

Na Figura 114 também é visível que a abertura de fendas ao longo das juntas é, em número, bastante mais reduzido que nos casos das paredes com junta argamassada não reforçadas (série W\_M) e nas paredes com junta seca com reforço R1.

Com base nos resultados obtidos para as paredes da serie (W\_M\_R1) verifica-se a resistência que a resistência inferior ao da série de referencia (W\_M), sendo esta uma conclusão que era espectável. Com estes resultados verifica-se que na zona central da parede o aparecimento de fissuração vertical se dá junto ao reforço. Através da análise da É possível visualizar também, pelas figuras apresentadas, a tendência para ocorrer o esmagamento dos blocos nos cantos superiores e inferiores das paredes, o que se deve- ao facto da resistência do bloco ser inferior à tensão aplicada pelo confinamento das chapas de aplicação da carga.

Tabela 34 observa-se um decréscimo de resistência cerca de 20% em relação à parede W\_M, o que contribuiu para uma menor rigidez da série W\_M\_R1 em relação aos provetes de referência. Através de análise do estudo realizado por Dowling et al., (2005), é possível concluir que a aplicação de reforços internos (bambo) em paredes de adobe diminuem a resistência destas, que é o verificado no caso em estudo. Estes resultados foram pouco conclusivos, pelo que seria aconselhável a realização de mais ensaios.

É possível visualizar também, pelas figuras apresentadas, a tendência para ocorrer o esmagamento dos blocos nos cantos superiores e inferiores das paredes, o que se deve- ao facto da resistência do bloco ser inferior à tensão aplicada pelo confinamento das chapas de aplicação da carga.

Tabela 34: Resultados das propriedades mecânicas das paredes de junta argamassada com o reforço R1.

	<b>P<sub>máx</sub> (kN)</b>	<b>A<sub>n</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>S<sub>s</sub> (MPa)</b>	<b>G (MPa)</b>
<b>W_M_R1_A</b>	27,84	88261,26	0,223	200
<b>W_M_R1_B</b>	27,86	88103,79	0,223	258
<b>W_M_R1_C</b>	27,63	88103,79	0,221	168
<b>Média</b>	27,77	88156,28	0,22	208
<b>CdV (%)</b>	0,5	0,1	0,4	21

Os ensaios de compressão diagonal realizados permitem concluir que, em termos médios, a alvenaria de BTCs de junta argamassada com reforço R1 tem uma resistência ao corte média de 0,22 MPa e um módulo de rigidez médio de 208 MPa.

Na Figura 115 apresenta-se o gráfico tensão-extensão das paredes de junta argamassada com o reforço R1, onde se verifica que os provetes tiveram um comportamento praticamente linear até à rotura, com sucessivo amolecimento (comportamento frágil).

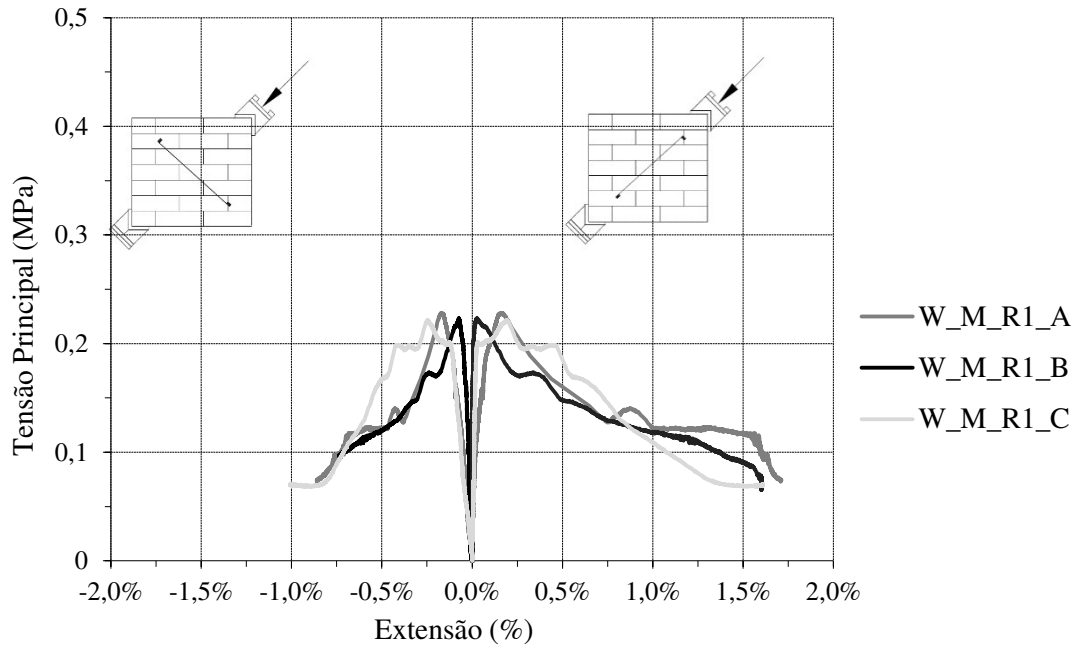


Figura 115: Gráficos tensão-extensão do ensaio de compressão diagonal das paredes de junta argamassada reforçadas com o reforço R1.

Com base nos resultados obtidos nos ensaios de compressão diagonal das paredes de junta argamassada com reforço R1 e considerando que os resultados obtidos são inferiores aos ensaios das paredes de junta argamassada sem reforço, verifica-se que a aplicação deste reforço se traduz num decréscimo de resistência em relação às paredes W\_M, ou seja, a introdução do reforço não teve impacto na resposta do provete. Estes resultados são inconclusivos, sendo aconselhável a realização de mais ensaios.

#### 5.5.4. Resultados de paredes de junta argamassada com reforço R2

Na Figura 116 apresenta-se o padrão de fissuração das três paredes ensaiadas. Observa-se que nas paredes W\_M\_R2\_B e W\_M\_R2\_C foi obtido um padrão de fissuração muito semelhante, ao passo que no provete W\_M\_R2\_A se observou um modo de rotura atípico. Em todos os provetes foi observado o destacamento do reboco em relação ao suporte na zona superior próxima da aplicação da carga. É de salientar que na parede W\_M\_R2\_A não foi possível medir a resposta, porque durante o decorrer do ensaio o atuador rodou, criando uma excentricidade na carga, provocando uma rotação na zona superior da parede com esmagamento local do cunhal, tal como como pode ser observado na Figura 116 (b).



Figura 116: Modo de rotura de ensaio de resistência à compressão diagonal de paredes argamassadas com reforço de reboco armado: (a) e (b) Fissuração da parede W\_M\_R2\_A; (c) e (d) Fissuração da parede W\_M\_R2\_B; (e) Fissuração da parede W\_M\_R2\_C.

Para os provetes W\_M\_R2\_B e W\_M\_R2\_C a abertura das primeiras fendas ocorreram para valores de força próximos da resistência (cerca de 95% da resistência máxima), progredindo rapidamente para a rotura (modo de rotura bastante frágil).

Na Tabela 35, apresenta-se um resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compressão diagonal das paredes. Apesar de na Tabela 35 serem apresentados os resultados das



propriedades mecânicas da parede W\_M\_R2\_A, esta não foi considerada para os resultados médios, devido à rotação do atuador durante a realização do ensaio. Dos resultados obtidos, observa-se uma grande dispersão nos valores da força máxima aplicada e da tensão de corte. No que concerne à força máxima aplicada registou-se um coeficiente de variação de 44%, sendo que a parede W\_M\_R2\_B obteve um aumento numa relação de 1:2 da força máxima aplicada relativamente à parede W\_M\_R2\_C. A tensão de corte média foi igual a 0,58 MPa com um coeficiente de variação igual a 51%. Esta variação do CdV, pode dever-se a vários fatores, tais como, a má montagem do esquema de ensaio e o facto de o provete não apresentar uma geometria quadrada.

Nesta série de provetes não foi possível a medição do módulo de rigidez devido fato da fase elástica ser praticamente inexistente.

Tabela 35: Resultados das propriedades mecânicas das paredes de junta seca com o reforço R2.

	<b>P<sub>máx</sub>(Kn)</b>	<b>A<sub>n</sub>(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>S<sub>s</sub>(MPa)</b>	<b>G(MPa)</b>
<b>W_M_R2_A</b>	55,62	87946,32	0,44	-
<b>W_M_R2_B</b>	88,19	78183,25	0,80	-
<b>W_M_R2_C</b>	46,34	88025,05	0,37	-
<b>Média*</b>	67,27	83104,15	0,58	
<b>CdV(%)*</b>	44	8	51	

\*Valores referentes as paredes W\_M\_R2\_B e W\_M\_R2\_C.

Na Figura 117 apresenta-se o gráfico tensão-extensão das paredes de junta argamassada com reforço R2, onde se representa a evolução das extensões positivas e negativas considerando, respetivamente, os deslocamentos das diagonais normais e transversais.

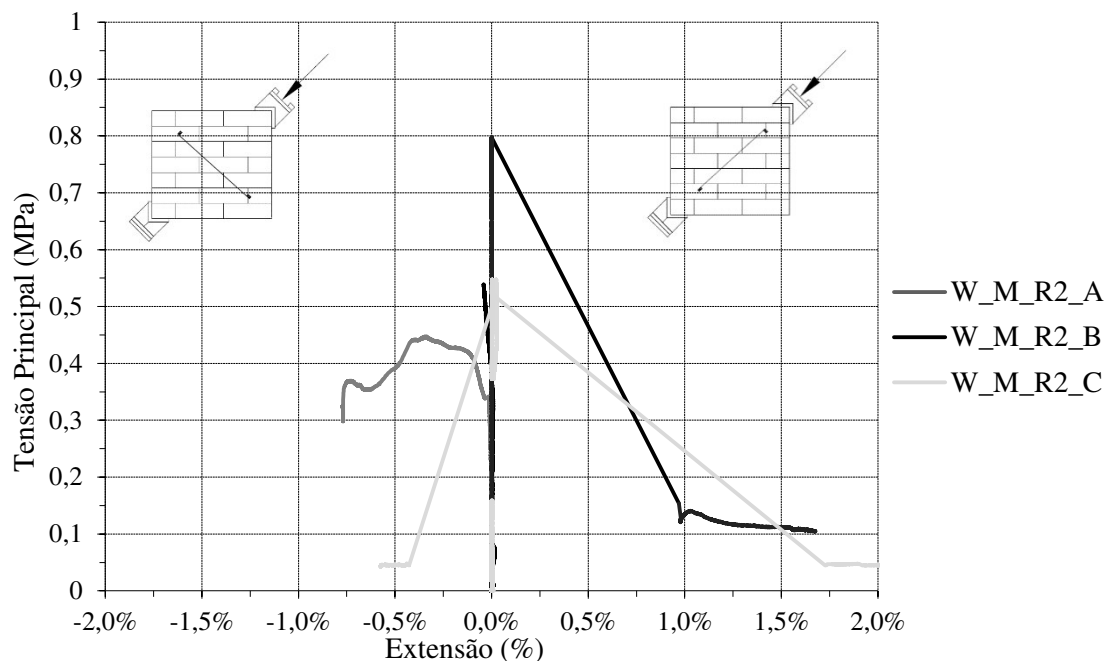


Figura 117: Gráficos tensão-extensão do ensaio de compressão diagonal das paredes de junta argamassada com o reforço R2.

Nesta série de provetes houve uma certa dificuldade na realização dos ensaios. No primeiro provete verificou-se uma rotação do atuador não sendo possível a medição da resistência máxima do provete. Durante a realização dos ensaios dos provetes W\_M\_R2\_B e W\_M\_R2\_C não se registam deslocamentos uniformes entre as duas direções, o que se pode dever à má centralização do atuador em relação ao provete na fase de preparação do ensaio. A medição dos LVDT's pode ser influenciada pelo modo de rotura, visto que este é bastante frágil e quando rompe bruscamente os LVDT's podem descolar-se do provete.

Com base nos resultados obtidos nos ensaios de compressão diagonal das paredes de junta argamassada reforçadas com reboco armado, conclui-se que a aplicação do reforço apresenta uma melhoria de resistência em cerca de 208% em relação às paredes de alvenaria de junta argamassada não reforçadas. Em relação ao reforço W\_M\_R1, o reforço W\_M\_R2 apresenta um aumento da resistência ao corte de 263%.

Em trabalhos realizados anteriormente levados a cabo por Carvalho (2015) foram ensaiados paredes de alvenaria à compressão, utilizando a mesma composição da argamassa, da mistura para fabrico dos blocos, bem como, os mesmos reforços e dimensões das paredes. Assim, são apresentados em seguida, na Tabela 36, os resultados dos ensaios relativos à compressão de paredes de alvenaria de BTC.

Tabela 36: Tabela de resultados de ensaio à compressão de paredes de alvenaria proposto por (Carvalho, 2015)

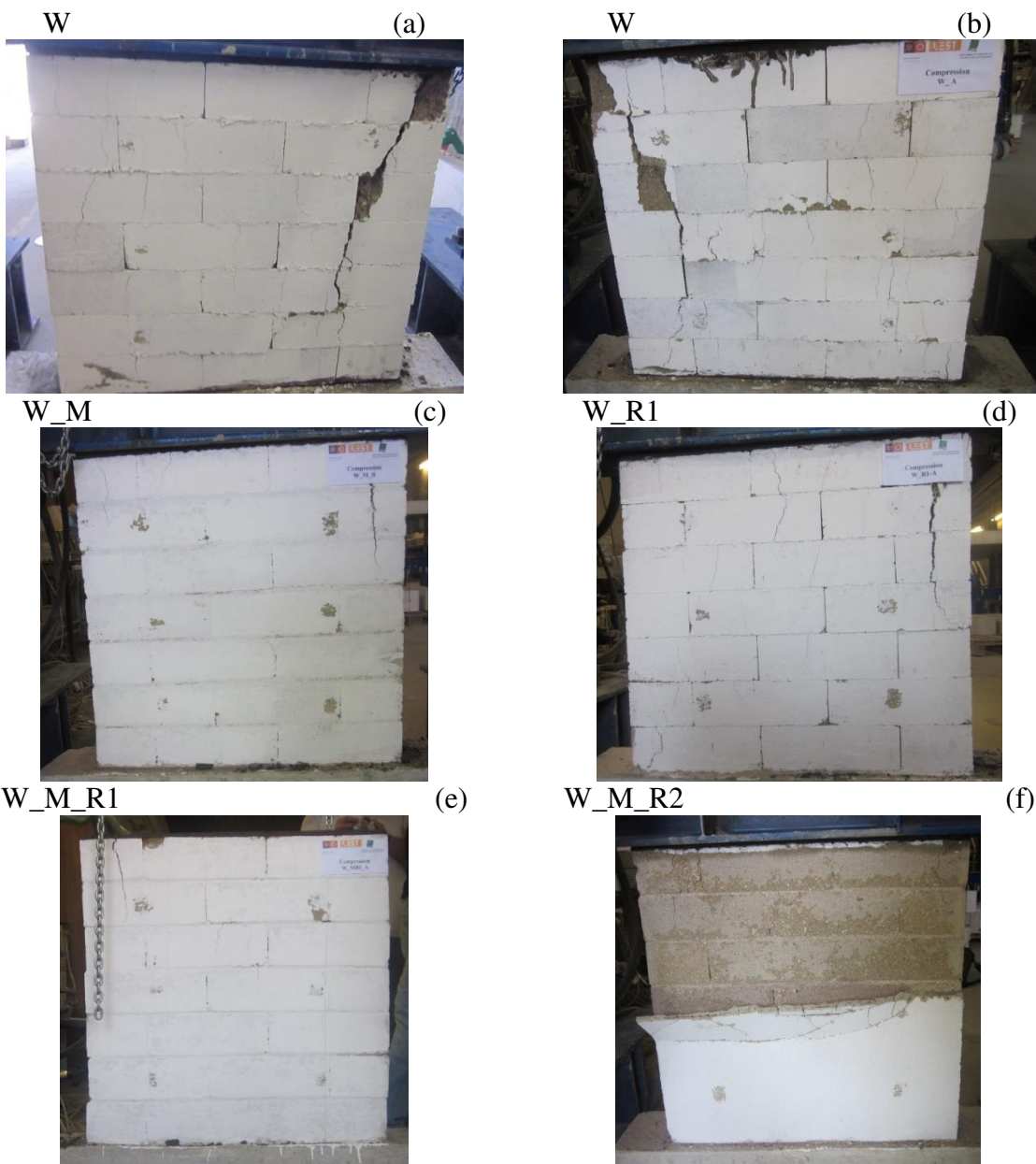
PROVETE		Força (kN)	Tensão (MPa)	CdV (%)	Módulo de Elasticidade Interno(MPa)	CdV (%)
Junta Seca (W)	A	150,8	1,69	14%	165	16%
	B	123,5	1,39		169	
	C	117,7	1,31		126	
<b>Média</b>		<b>130,7</b>	<b>1,46</b>		<b>145</b>	
Junta Argamassada (W_M)	A	155,6	1,75	17%	676	30%
	B	173,9	1,96		1025	
	C	213,5	2,41		1276	
<b>Média</b>		<b>181,0</b>	<b>2,04</b>		<b>992</b>	
Junta Seca com Varão (W_R1)	A	206,1	2,26	16%	158	22%
	B	148,7	1,63		121	
	C	191,8	2,10		199	
<b>Média</b>		<b>182,2</b>	<b>2,00</b>		<b>178</b>	
Junta Argamassada com Varão (W_M_R1)	A	281,0	3,08	11%	822	14%
	B	234,1	2,57		610	
	C	231,8	2,56		799	
<b>Média</b>		<b>249,0</b>	<b>2,74</b>		<b>811</b>	
Junta Seca com Reboço (W_R2)	A	173,9	1,97	19%		
	B	190,2	2,15			
	C	129,4	1,46			
<b>Média</b>		<b>164,5</b>	<b>1,86</b>			
Junta Argamassada com Reboço (W_M_R2)	A	216,2	2,43	3%		
	B	210,8	2,39			
	C	226,7	2,53			
<b>Média</b>		<b>217,9</b>	<b>2,45</b>			

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

As paredes com junta seca apresentam uma resistência à compressão de cerca de 1,46 MPa, ou seja, cerca de menos 30% do que a resistência dos prismas com junta seca, e cerca de menos 55% em relação à resistência das unidades de BTC.

As paredes com junta argamassada (W\_M) apresentam uma resistência de aproximadamente 2,04 MPa, ou seja, cerca de 35% menos que a resistência apresentada pelos prismas de junta argamassada, e mais de 1,4 vezes superior à resistência das paredes de junta seca.

Nas paredes reforçadas com varão, sem argamassa de junta (W\_R1), foi obtida uma resistência de 2,00 MPa, ou seja, cerca de 1,35 vezes superior à obtida para paredes sem reforço e junta seca (W). Em comparação, as paredes com junta argamassada com o reforço com varão (W\_M\_R1) apresentam uma resistência à compressão de 2,74 MPa, verificando-se um aumento de 1,35 vezes e 1,10 vezes em relação às paredes (W\_M) e (W\_M\_R2), respectivamente.



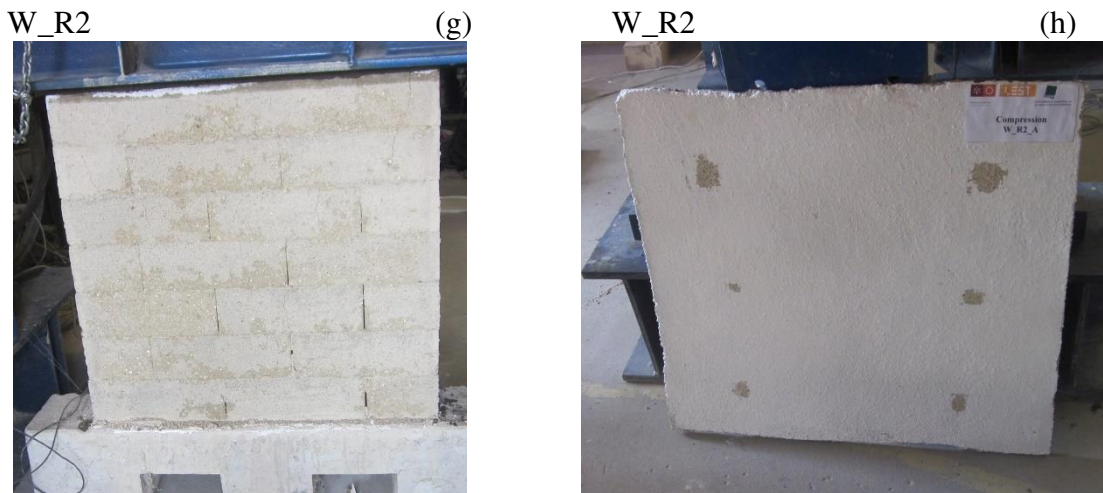


Figura 118: Modo de rotura de ensaio de resistência a compressão: (a) e (b) Fissuração da parede W; (c) fissuração da parede W\_M; (d) Fissuração da parede W\_R1; (e) Fissuração da parede W\_M\_R1; (f) Fissuração da parede W\_M\_R2; (g) e (h) fissuração da parede W\_R2(Carvalho, 2015).

Em relação à deformabilidade, verifica-se, através da Tabela 36, uma dispersão dos valores do módulo de rigidez dentro de cada serie de ensaios, pelo que torna difícil extrair conclusões à cerca deste. Contudo, verifica-se que os reforços utilizados alteram de forma muito significativa o valor do módulo de rigidez medido nas paredes sem qualquer tipo de reforço. Pode visualizar-se que a parede W\_R1 apresenta um maior módulo de rigidez em relação à parede W, ou seja, a parede W é mais deformável e apresenta um comportamento mais dúctil do que as paredes W\_R1. Nas paredes com o reforço R2 (reboco armado) não foi possível determinar o módulo de rigidez devido à sua rotura frágil. Nas paredes de junta argamassada, observa-se que com a aplicação do reforço R1 o módulo de rigidez diminui, representando cerca de 80% do módulo de rigidez da parede W\_M. Assim, conclui-se que com a aplicação do reforço R1 o módulo de rigidez diminui apresentando uma maior deformabilidade.

Com base nos resultados obtidos nos ensaios de compressão das paredes de junta argamassada, e considerando que os resultados obtidos são superiores aos obtidos nos ensaios para as paredes de junta seca, constata-se que a aplicação de uma argamassa na junta horizontal permite um incremento na resistência mecânica da alvenaria de BTC e uma melhoria no comportamento mecânico no que concerne ao padrão de fissuração

Conclui-se que das duas metodologias de construção, com argamassa de junta e com junta seca, a que resiste mais a carregamentos de compressão e compressão diagonal é a que apresenta a junta argamassada. No que concerne aos reforços utilizados, é possível dizer que para esforços de compressão o reforço R1 é o que apresenta melhores resultados, e quando sujeitos a esforços de compressão diagonal o melhor reforço é o R2.

## 5.6. Análise comparativa de resultados

Neste ponto pretende-se efetuar uma análise comparativa entre os resultados dos ensaios de compressão diagonal, incluindo a análise das propriedades mecânicas da alvenaria de BTC, tendo em vista a determinação da melhor metodologia para incremento das características mecânicas.

Em termos gerais, as metodologias de reforço propostas contribuem essencialmente no aumento de resistência mecânica ao corte e flexão para fora do plano das paredes. Contudo, no âmbito deste trabalho, apenas se estudou o comportamento ao corte, tendo-se concluído que (1) a aplicação do reforço de reboco armado e do reforço no interior das paredes, através da introdução de um varão de aço nervurado embebido em argamassa, fez aumentar de forma significativa a resistência e a rigidez ao corte das paredes com junta seca; e (2) nas paredes de junta argamassada, apenas o reforço com reboco armado permitiu um aumento significativo da resistência mecânica das paredes.

Na Tabela 37 estão apresentados os resultados representativos de cada tipo de parede, incluindo dos vários reforços. Se forem comparados os dois métodos construtivos utilizados nestas paredes junta seca e junta argamassada, verifica-se que as paredes com junta seca são as que apresentam menor resistência à compressão diagonal. Mais uma vez, estes resultados demonstram que a introdução da argamassa de juntas nas paredes de BTC melhoram o seu comportamento à compressão e corte, já que esta pode ser responsável por absorver as concentrações de tensões existente entre os BTC.

Tabela 37: Resultados dos valores médios obtidos dos ensaios à compressão diagonal.

<b>Tipo de parede/reforço</b>	<b>Ss (MPa)</b>	<b>G (MPa)</b>	<b>Tipo de parede/reforço</b>	<b>Ss (MPa)</b>	<b>G (MPa)</b>
W	0,05	7,1	W_M	0,28	216
W_R1	0,10	37	W_M_R1	0,22	208
W_R2	0,27	401	W_M_R2	0,59	-

Na Tabela 38 são representados os resultados obtidos para os ensaios de resistência ao corte, e módulo de rigidez das alvenarias mais comuns em Portugal.

Tabela 38: Resultados da compressão de diferentes tipos de alvenaria.

Tipo de alvenaria	Resistência ao corte (MPa)	Módulo de rigidez (MPa)
Alvenaria de calcário <sup>1</sup>	0,15	198
Alvenaria de adobe <sup>2</sup>	0,03	50
Alvenaria de taipa <sup>3</sup>	0,15	570

<sup>1</sup> (Milosevic, et al., (2013) <sup>2</sup> Varum , et al, (2011) <sup>3</sup> Silva, et al ( 2013)

Se compararmos os resultados obtidos para as alvenarias de BTCs (ver Tabela 37) com outras metodologias estudadas por outros autores (ver Tabela 38), verifica-se que a resistência ao corte nas paredes de referência de junta seca é superior á alvenaria de adobe. Constata-se também que à exceção das paredes W e W\_R1 a resistência ao corte é superior à alvenaria de calcário e a alvenaria de taipa.

Na Figura 119 pode observar-se a comparação dos diferentes métodos construtivos, e a melhoria em relação metodologia de reforço. Em termos médios, observa-se que as paredes de junta seca reforçadas no interior (W\_R1) apresentam um incremento na resistência ao corte de 2 vezes comparativamente as paredes não reforçadas. As paredes reforçadas com reboco armado (reforço R2) apresenta um incremento na resistência ao corte de cerca de 5,4 vezes comparativamente às paredes não reforçadas e de 3,4 vezes comparativamente com as paredes reforçadas no seu interior (W\_R1). Deste modo, será razoável afirmar que os ensaios realizados às paredes com reforço por reboco armado permite aumentar em 5 vezes a resistência ao corte de paredes não reforçadas e com junta seca.

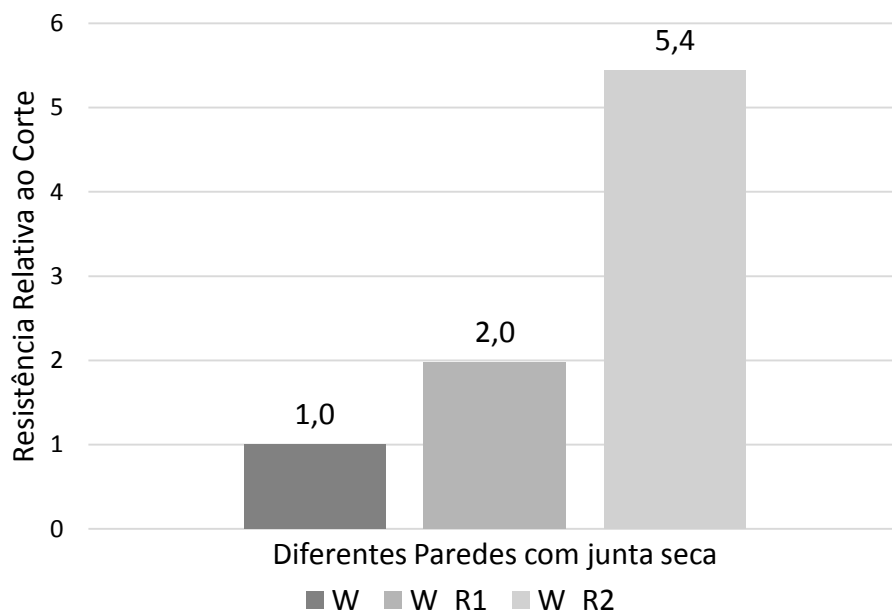


Figura 119: Relação entre as resistências ao corte para os provetes de junta seca.

Em relação à deformabilidade, registou-se alguma dispersão nos valores do módulo de rigidez dentro de cada série de ensaios, sendo o valor de CdV aproximadamente 20%. Contudo, verifica-se que os reforços utilizados alteram de forma muito significativa o valor do módulo de rigidez medido nas paredes sem qualquer tipo de reforço. Observou-se que a parede W\_R1 apresenta um maior módulo de rigidez em relação à parede W, ou seja a parede W\_R1 apresenta um comportamento relativamente mais frágil do que as paredes W. Em relação ao módulo de rigidez da parede W\_R2, quando comparada com a parede de referência W, verifica-se um aumento de cerca de 56 vezes no que diz respeito a este parâmetro, e 10 vezes superior em relação à parede W\_R1. No entanto depois aplicação dos reforços nas paredes de junta seca, a rotura caracteriza-se como sendo muito frágil.

Na Figura 120 pode observar-se a comparação da resistência das paredes de junta argamassada com a resistência das paredes de referência e das paredes com reforço. Em termos médios, observa-se que as paredes de junta argamassada reforçadas no seu interior (W\_M\_R1) apresentam um decréscimo da resistência ao corte, apresentando valores 0,7 vezes inferiores aos obtidos para as paredes W\_M. Tal como já foi referido anteriormente, este valor não era expectável, devendo ser realizados mais ensaios no sentido de verificar a sua validade. As paredes reforçadas com reboco aramado (reforço R2) apresentam um incremento de resistência ao corte cerca de 2,4 vezes superior comparativamente às paredes não reforçadas e 2,7 vezes superior comparativamente com as paredes reforçadas no seu interior (W\_M\_R1). Quanto ao processo construtivo das paredes de alvenaria de junta argamassada, verifica-se que o módulo de rigidez é muito superior nas paredes de junta seca.



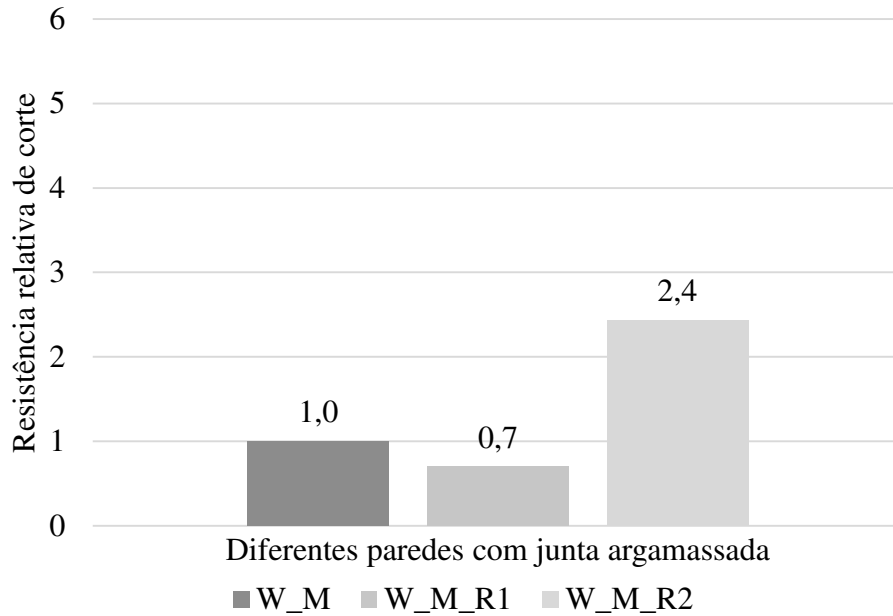


Figura 120: Relação entre as resistências ao corte para provetes com junta argamassada.

Em conclusão, dos dois métodos construtivos estudados, com e sem argamassa de junta, o que apresenta uma maior resistência ao corte e compressão na alvenaria de BTC foi a alvenaria de junta argamassada. Dos reforços utilizados (R1 e R2) é possível concluir que aquele que apresenta um uso mais aconselhável em construções sujeitas a ações sísmicas é o reforço por reboco armado (R2), visto ter apresentado valores mais promissores para as características estudadas.

### 5.7. Análise económica

Depois de analisar mecanicamente os reforços conclui-se que as paredes com maior resistência ao corte são as paredes com junta argamassada e com reboco armado. Com o intuito de proceder futuramente a utilização deste tipo de sistema de força ou sistema construtivo para construção em larga escala, efetuou-se uma estimativa do valor do custo da construção por  $m^2$  comparando os resultados com o custo da construção corrente em Portugal, ou seja estrutura em betão armado e paredes exteriores e divisórias em alvenaria de tijolos vazados. O valor obtido é igual a  $53 \text{ €/m}^2$ . Na Tabela 39 pode-se visualizar os diferentes custos obtidos para as duas metodologias de construção e os vários tipos de reforço adotados. Na tabela 2 que se encontra em anexo, está explicado a obtenção do custo por  $m^2$  de parede. Os valores dos rendimentos foram obtidos com informação do mercado, através de um software gerador de preços e da comparação com estudos desenvolvidos por Domingues (2015).

Tabela 39: Resumo da estimativa dos custos das paredes em estudo.

	W	W_R1	W_R2	W_M	W_M_R1	W_M_R2	W_M_R1 e R2
<b>Total</b>	27,8 €/m <sup>2</sup>	32,7 €/m <sup>2</sup>	35,3 €/m <sup>2</sup>	34,5 €/m <sup>2</sup>	39,4 €/m <sup>2</sup>	53,1 €/m <sup>2</sup>	52,7€/m <sup>2</sup>

Com o intuito de comparar a construção do caso em estudo com a construção de alvenaria tradicional, achou-se necessário realizar uma estimativa dos valores da construção tradicional de alvenaria com tijolos vazados, definido um parede tipo confinada por pilares. A parede de referência têm 8 m de comprimento por 3 m de altura, na qual inclui 3 pilares com dimensões de 0,30 × 0,30 m<sup>2</sup>. Com a consulta dos valores do mercado foi obtida a Tabela 40.

Tabela 40: Estimativa de custos das paredes de alvenaria tradicional.

Elementos utilizados para alvenaria tradicional	Área (m <sup>2</sup> )	Preço unitário	Parede exterior		Parede divisória Interior
			Parede estrutural	Parede estrutural com reboco	
Pilar 0,30×0,30 m <sup>2</sup>	0,30×0,30×3 =0,27m <sup>2</sup>	472,48€/m <sup>3</sup>	472,48×0,27×3un =382,7€	472,48×0,27×3un =382,7€	
Parede de blocos de cimento	7,4×3=22,2m <sup>2</sup>	34,15€/m <sup>2</sup>	22,2×34,15 =758,13€	22,2×34,15 =758,13€	
Reboco exterior	8×3=24m <sup>2</sup>	25,01€/m <sup>2</sup>		24×25,01=600,24€	
Parede divisória (em tijolo de 11 cm)		12,26€/m <sup>2</sup>			13,26€/m <sup>2</sup>
Reboco interior		21,20€/m <sup>2</sup>			21,15€/m <sup>2</sup>
		<b>Total:</b>	=1140,83€ =440,83/(8×3) <b>=47,53€/m<sup>2</sup></b>	=(382,7+758,13+600,24)/(8×3) <b>=72,54€/m<sup>2</sup></b>	=13,26+21,15 <b>=34,41€/m<sup>2</sup></b>

Após a análise de comparação entre a Tabela 40 e a Tabela 39, observa-se que para paredes exteriores de alvenaria tradicional o sistema construtivo necessita de um sistema estrutural realizado com pilares, tendo o mesmo o custo de 47,53€/m<sup>2</sup>. Para as soluções de reforço estudadas, dever-se-á ter em atenção que a própria alvenaria já é estrutural, não necessitando

de elementos portantes adicionais. Neste caso, foram obtidos valores de custo iguais a 39,4€/m<sup>2</sup>, o que permite concluir que a construção de paredes de BTC pode ser mais económica e de fácil execução.

No que concerne as paredes estruturais com reboco deduziu-se que o sistema estudado (W\_M\_R2) continua a ser mais económico. Este inclui uma rede polimérica que concede resistência à estrutura substituindo elementos estruturais (pilares) utilizado na alvenaria tradicional. O valor obtido para a alvenaria tradicional foi de 72,54€/m<sup>2</sup> e no caso em estudo igual 53,1€/m<sup>2</sup>.

Em relação às paredes divisórias, se nestas se empregar a alvenaria em BTC, podem ser executadas em junta seca e junta argamassada, cujo valor de construção é de 27,8€/m<sup>2</sup> e 34,5€/m<sup>2</sup>, respetivamente. Em analogia à construção tradicional utilizando tijolo cerâmico vazado de 11 cm de espessura, esta necessita de reboco para atenuar as irregularidades introduzidas pelo seu método de execução, o que a torna mais dispendiosa, tanto a nível monetário como a nível de tempo de execução, apresentando um valor de 34,41€/m<sup>2</sup>.

Por último, foi realizado uma análise de custos aplicada a um num caso real, de forma a efetuar uma comparação entre os custos da alvenaria tradicional e a alvenaria de BTCs. Na Figura 121 está representada a planta de arquitetura de uma moradia terre e na Tabela 41 o respetivo mapa de quantidades com a estimativa orçamental.

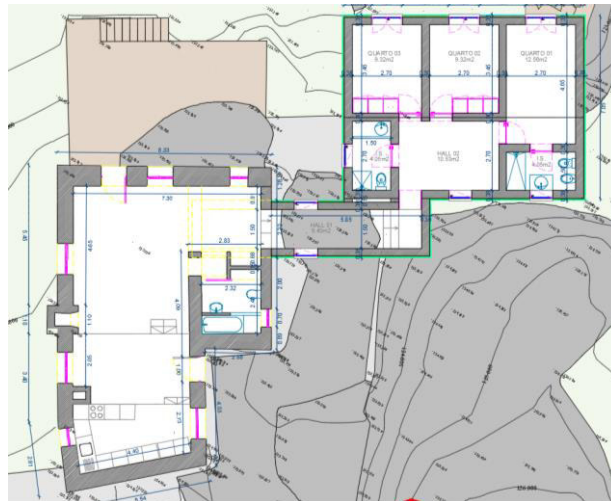


Figura 121: Plata estrutural do caso em estudo.

Tabela 41: Parâmetros de comparação entre a alvenaria de BTCs e alvenaria tradicional.

<b>Descritivo</b>	<b>Un.</b>	<b>Quant.</b>	<b>Pr. Unit</b>	<b>Preço total</b>
<b>Alvenaria exterior</b>				
Fornecimento e assentamento de parede simples exterior, executadas em alvenaria com junta argamassada de alvenaria BTC, com as dimensões de 14×28×9cm <sup>3</sup> , incluindo reboco na face interior e exterior e estrutura, e todos os trabalhos necessários ou seu bom acabamento (válido para W_M_R1 e R2).	m <sup>2</sup>	103,40	52,72€/m <sup>2</sup>	5.451,25€
Fornecimento e assentamento de parede de 15 cm de espessura de alvenaria armada de bloco de betão incluindo elementos estruturais, liso standard cor cinzento, 40×20×15 cm <sup>3</sup> , para revestir, assente com argamassa de cimento confeccionada em obra, incluindo reboco aplicado nas duas faces (interior e exterior).	m <sup>2</sup>	103,40	72,54€/m <sup>2</sup>	7.500,64€
<b>Alvenaria Interior</b>				
Fornecimento e assentamento de parede simples interior, executadas em alvenaria com junta seca de alvenaria BTC, com as dimensões de 14×28×9cm <sup>3</sup> , e todos os trabalhos necessários ou seu bom acabamento (W_R1).	m <sup>2</sup>	54,40	32,70€/m <sup>2</sup>	1.778,88€
Fornecimento e assentamento de parede simples interior, executadas em alvenaria com junta seca de alvenaria BTC, com as dimensões de 14×28×9cm <sup>3</sup> , incluindo reboco nas duas faces e todos os trabalhos necessários ou seu bom acabamento (W_R2).	m <sup>2</sup>	54,40	27,8€/m <sup>2</sup>	1.412,32€
Fornecimento e assentamento de parede divisória interior de 11 cm de espessura de alvenaria, de tijolo cerâmico furado, para revestir, 30×20×11 cm <sup>3</sup> , assente com argamassa de cimento confeccionado em obra, fornecida em sacos,	m <sup>2</sup>	54,40	34,41€/m <sup>2</sup>	1.871,904€

Na construção em estudo verifica-se para a alvenaria exterior se for utilizada alvenaria de BTCs o custo é cerca 2.000€ inferior à utilização de alvenaria tradicional, o que perfaz uma redução de 27% da alvenaria tradicional.

No que concerne a paredes de alvenaria interior, se empregar alvenaria de BTC com junta seca e aplicação de reboco no exterior, o valor obtido é de 1.920,32€. Este valor é maior que na utilização de tijolos cerâmicos de 11 cm de espessura, sendo o valor obtido igual a 1.871,90€. Isto deve-se ao custo de unidade do tijolo ser mais barato que o custo do BTC, mas em contrapartida a resistência do BTC é maior do que a do tijolo e não necessita da estrutura portante em betão armado. No caso de optar por utilizar paredes de alvenaria com junta seca o valor obtido é de 1.412,32€, o custo é cerca de 460€ inferior à utilização de alvenaria de tijolo cerâmico, o que se conclui que à uma redução de 19% em relação a alvenaria de tijolo cerâmico. Após a análise económica conclui-se, que se a alvenaria tradicional for substituída, o valor gasto economicamente iria ser reduzido.

Após a análise detalhada de todos os custos conclui-se que, nos países subdesenvolvidos, onde não existe um fácil acesso a materiais standardizados, o valor final da execução de uma parede de blocos de alvenaria teria de ser várias vezes superior, ultrapassando em muito o valor da parede de BTCs. Logo, o custo deste tipo de solução é muito competitivo e permite obter o mesmo resultado estrutural.



## **Capítulo 6 - Considerações finais e desenvolvimentos de trabalhos futuros**





## 6.1. Considerações finais

Este último capítulo é dedicado as conclusões finais. Para este fim é necessário recuperar os objetivos gerais definidos no início da dissertação, sendo estes os seguintes: (1) avaliação do solo residual granítico para a construção em BTC; (2) desenvolver duas argamassas de terra, uma utilizada para as juntas e para o enchimento dos aligeiramentos, outra para utilizar no reboco armado; (3) estudar a evolução da resistência ao longo do tempo de cura das argamassas; (4) aprofundar o nível de informação existente relativa aos materiais utilizados no reforço de alvenaria de BTC; (5) perceber o funcionamento dos prismas e paredes a esforços de corte, avaliando a influência das argamassas de junta no desempenho destes elementos; (6) por último, avaliar a influência de diferentes soluções de reforço a ações sísmicas no desempenho de alvenarias estruturais em BTC, sujeitas a esforços de compressão diagonal.

Através da realização de ensaios laboratoriais verificou-se que o solo utilizado é maioritariamente constituído por areia, tendo apenas 8,6% de argila. Ainda assim, apresenta uma boa distribuição das suas partículas. Pela comparação com fusos de diferentes autores concluiu-se que se trata de um solo residual granítico típico do Norte de Portugal, podendo ser aplicado na construção em adobe ou BTC, apesar de apresentar um maior desvio de percentagem de finos relativamente ao recomendado. No ensaio de limite de consistência, observou-se o facto de não ser possível determinar o limite de plasticidade devido à baixa percentagem de argila, sendo classificado como um solo não plástico, confirmando o resultado dos ensaios de granulometria. Por outro lado, o valor obtido de 27% no ensaio de limite de liquidez não está de acordo com o recomendado por outros autores. Segundo o sistema unificado de classificação dos solos, o solo em análise é constituído principalmente por areia e classificado como areia siltosa (SM). Posto isto, verificou-se a necessidade de estabilizar o solo com um ligante de cimento e adicionar caulino para aumentar a quantidade de finos e corrigir a curva granulométrica. Desta forma, foi adotada a incorporação de 10% de cimento e de 5% de caulino.

Relativamente às argamassas, foram propostas 4 formulações à base de terra. Inicialmente, foram realizados alguns ensaios preliminares onde as diferentes misturas foram aplicadas em prismas de BTC de modo a observar, de forma qualitativa, a fissuração e a aderência ao suporte após 48 horas de cura. A partir da inspeção visual aos prismas, concluiu-se que das argamassas de reboco (AR) e de assentamento/preenchimento (AI) as que melhor se comportavam eram as que tinham uma composição de 1:4 sendo a argamassa AI com maior quantidade de água.

Em seguida, para as argamassas selecionadas, realizaram-se ensaios de resistência à tração por flexão e à compressão, tendo-se acompanhado a evolução da resistência das argamassas com diferentes idades de cura. Os resultados apresentaram um comportamento normal e característico para argamassas à base de cimento, apresentando uma tendência para aumentar a resistência até aos 28 dias, e estabilização entre os 28 e os 60 dias. Numa fase inicial, nos ensaios à flexão de prismas a argamassa de reboco (AR) apresentou uma resistência menor do que a argamassa de assentamento/preenchimento (AI), mas, após 28 dias, a situação inverteu-se, verificando-se um aumento de resistência na AR maior do que na AI, devido ao menor índice de vazios presentes nesta argamassa, conduzindo a uma maior resistência mecânica. No que concerne à resistência à compressão dos prismas, as argamassas apresentam um crescimento linear até aos 28 dias e uma estabilização dos 28 aos 60 dias. Para validar a resistência à compressão também foram realizados ensaios em cilindros, que permitiram concluir que a resistência à compressão da argamassa AI apresenta um crescimento linear ao longo do tempo, dos 7 para os 28 dias, tendo estabilizado a sua resistência dos 28 dias aos 60 dias. Na argamassa AR verificou-se um decréscimo de resistência entre 7 e os 14 dias, apresentando uma subida dos 14 dias aos 28 dias, e dos 28 aos 60 dias a resistência estabiliza. No que concerne ao módulo de elasticidade, concluiu-se que existe uma tendência de subida da resistência ao longo do tempo de cura. No ensaio de resistência à compressão dos cilindros na argamassa AI não era espectável a diminuição da resistência dos 7 para os 14 dias, logo propõe-se a realização de novos ensaios.

Relativamente aos sistemas de reforço, foram escolhidos dois tipos: um reboco armado e outro com varões de aço nervurado embebidos em argamassa e colocados nos aligeiramentos verticais dos BTC. Para o reboco armado foi realizada uma pesquisa a várias redes existentes no mercado, tendo-se escolhido uma rede sintética designada comercialmente como Cintaflex®. Através de ensaios em tração direta foi possível verificar a melhor orientação das fibras da rede para obter uma rotura mais dúctil. No caso dos reforços interiores das paredes, foram efetuados ensaios de arrancamento de varões com o objetivo de conhecer o comportamento do reforço quando solicitado, especialmente no que toca à aderência entre as interfaces bloco-argamassa e argamassa-varão, tendo-se concluído que a rotura ocorre sempre na interface bloco-argamassa, principalmente devido à falta de atrito entre as duas interfaces.

Em relação ao estudo da resistência do BTC, verificou-se que a resistência atingida ao fim de 100 dias de idade de cura foi igual a 3,3 MPa. Este valor é superior aos valores mínimos

recomendados por normas internacionais, as quais exigem valores mínimos de resistência entre os 1,3 e 2 MPa.

Para os ensaios de corte em prismas realizados neste trabalho, apresenta-se a seguinte tabela com o resumo dos resultados obtidos. De uma maneira geral, verifica-se que nos ensaios de resistência ao corte dos prismas com junta argamassada e com junta seca, os modos de rotura são muito semelhantes. Para o nível de compressão de 0,08 MPa os prismas rompem por corte. Para os níveis de confinamento de 0,15 MPa e 0,30 MPa os prismas rompem por corte, verificando-se um maior deslizamento do bloco central em relação aos restantes, e sendo possível observar também uma rotura por esmagamento local devido ao carregamento.

Tabela 42: Tabela resumo dos resultados obtidos para o ensaio de corte de prismas.

Identificação do provete	Junta seca			Junta argamassada		
	1	2	3	1	2	3
Tensão de compressão (MPa)	0,08	0,15	0,30	0,08	0,15	0,30
Resistência ao corte (MPa)	0,11	0,18	0,28	0,23	0,27	0,40
Resistência ao corte inicial (MPa)	0,06			0,17		
Coefficiente de atrito	0,75			0,77		

Para os ensaios ao corte de junta seca e junta argamassada observa-se que o valor do coeficiente de atrito é muito superior ao recomendado pelo EC 6 (0,4). Também se observa que quanto maior o nível de confinamento maior a tensão resistente de corte.

Na Figura 122, conclui-se que a variação da dilatância nos ensaios de corte estão relacionados com o modo de rotura. Para o nível de confinamento de 0,08 MPa o bloco tem tendência a deslizar um sobre o outro e criando um movimento de afastamento (ilustrado na Figura 122(a)) está presente o efeito de rampa. No confinamento de 0,15 MPa e 0,30 MPa ocorre o esmagamento do encaixe e o provete rompe por corte (ilustrado na figura 121 (b)).



Figura 122: Modos de rotura para os diferentes confinamentos: (a) confinamento de 0,075MPa; (b) confinamento de 0,15 e 0,30MPa

Para os ensaios à compressão diagonal em paredes realizadas neste trabalho, apresenta-se a tabela seguinte com um resumo dos ensaios. De forma resumida e em termos de valores médios, pode-se concluir que a alvenaria de BTC com junta seca possui uma resistência à compressão diagonal média de 0,05 MPa, e módulo de rigidez de 7,1 MPa. No caso da alvenaria com junta argamassada a resistência média à compressão foi igual a 0,28 MPa e o módulo de rigidez igual a 216MPa. O método construtivo com junta argamassa permite aumentar a resistência de 5,4 vezes em relação á parede de junta seca (W).

Tabela 43: Resultados dos valores médios obtidos dos ensaios à compressão diagonal.

<b>Tipo de parede/reforço</b>	<b>Ss (MPa)</b>	<b>G (MPa)</b>	<b>Tipo de parede/reforço</b>	<b>Ss (MPa)</b>	<b>G (MPa)</b>
W	0,05	7,1	W_M	0,28	216
W_R1	0,10	37	W_M_R1	0,22	208
W_R2	0,27	401	W_M_R2	0,59	-

Relativamente às propostas de reforço estudadas, na construção de alvenaria de junta seca verifica-se que a melhor proposta de reforço é de reboco armado apresentando um aumento de resistência ao corte de 1:5,4 em relação às paredes não reforçadas. O reforço com elementos verticais embebidos em argamassa permite aumentar numa relação de 1:2, a resistência ao corte da alvenaria.

No que concerne ao reforço nas paredes de junta argamassada, volta-se a verificar que o melhor reforço aplicado é o reboco armado, aumentando a resistência em cerca de 50% da resistência sem reforço. Esta solução permite aumentar a capacidade de dissipação de energia mas apresenta um modo de rotura frágil. Nas paredes de junta argamassada com reforço no interior por varões de aço embebidos em argamassa, os resultados demonstraram que a resistência diminui em relação às paredes não reforçadas com argamassa de junta. Este resultado não era expectável, pelo que será aconselhável realizar mais ensaios.

A nível económico verificou-se que as soluções estudadas são mais económicas e com maior facilidade de execução, quando comparadas com alvenaria tradicional em blocos.

A comparação dos resultados dos ensaios obtidos nas paredes originais e com reforço permite o estabelecimento de uma base de conhecimento que possibilita a interpretação de patologias estruturais, sendo um importante contributo para a avaliação da segurança estrutural, quer de estruturas existentes construídas em terra e de novas construções.

### 6.1.1. Desenvolvimentos futuros

Neste ponto apresentam-se algumas propostas de trabalhos futuros que se entendem como complementos nas diferentes áreas abordadas nesta tese. A lacuna existente no conhecimento científico sobre construções em alvenaria de BTC, exige estudos aprofundados em aspetos particulares destas construções, assim como a aplicação dos mesmos estudos às construções em terra espalhadas pelo mundo. Seguem-se então as seguintes propostas:

- Análise da evolução da resistência à compressão de BTC e das argamassas com a idade de cura. Apesar de neste trabalho já se ter efetuado esta avaliação as argamassas, os resultados foram pouco conclusivos, devendo ser repetidos e efetuados para as idades de cura 7 e 14 dias em intervalos de tempo mais curtos, de modo a entender, o comportamento na fase inicial;
- Análise da resistência à compressão diagonal de paredes de alvenaria com argamassa de junta, com o reforço no interior recorrendo a varão de aço embebido em argamassa (W\_M\_R1). Apesar de neste trabalho já se ter realizado uma avaliação do comportamento das paredes (W\_M\_R1) esta mostrou-se pouco conclusivas.
- Estudo da degradação de prismas e de paredes sujeitas às condições climatéricas;
- Ensaio combinado de compressão-corte de paredes e de diferentes soluções de reforço sísmico, representativo de carregamentos sísmicos.
- Avaliação da influência de diferentes soluções de reforço sísmico, no desempenho de paredes estruturais em BTC, sujeitas a esforços para fora do plano;
- Analise dos resultados sobre o ponto de vista da sustentabilidade e ciclo de vida;
- Avaliar e perceber o funcionamento de diferentes soluções para isolamento térmico exterior, aplicado em paredes estruturais de BTC;
-



## **Referências Bibliográficas**





- Adam & Agib. (2001). *Stabilised Earth Block*. Organization.
- ASTM E519. (2002). Standard test method for digonal tension (shear) in masonry assemblages.
- Barbosa, M. T. G. ;, Filho, E. de S. S., Oliveira, T. M. de ;, & Santos, W. J. dos. (2008). Analysis of the relative rib area of reinforcing bars pull out tests. Departamento de Construção Civil, Faculdade de Engenharia, Campus Universitário, Universidade Federal de Juiz de Fora - UFJF, Bairro Martelos, 36010-150 Juiz de Fora - MG, Brazil. <http://doi.org/14392008000400013>
- Blondet, M., Torrealva, D., Garcia, G., Ginocchio, F., & Madueño, I. (2004). *Using Industrial Materials for the Construction of Safe Adobe Houses in Seismic Areas*. PUCP, Peru, 2004.
- Braga, a M., & Estêvão, J. M. C. (2010). Os Sismos E a Construção Em Taipa No Algarve. Sísmica 2010 – 8º Congresso de Sismologia E Engenharia Sísmica, Aveiro, Portugal , 1–13. Retrieved from C:\Users\Usuario\Desktop\PhD\Papers\Rammed earth Papers\Braga A.M., Estevao J.M.C. - Os sismos e a constru?ao em taipa no Algarve.pdf
- Carvalho, A. (2015). *Desenvolvimento e Validação de uma solução construtiva em BTC*.
- Célia Neves & Obede Borges Faria. (2011). *Técnicas de construção com terra*.
- Cimino, D. (2012). *Chonometry Tower na Suíça*.
- Cruz, M. G. (2010). Estratégias morfológicas de diseno sismo resistente para la construcción contemporânea em tierra portante. (p. 210). Coimbra: Seminário Ibéric Americano de Construção com Terra, 9.
- Doat, P., Hays, A., & Houben, H. (1991). *Building With Earth*.
- Domingues, R. M. V. (2015). *Análise do potencial de emplemetação da construção em terra*.
- Dowling, D., Samali, B., & Li, J. (2005). *An improver means of reinforcing adobe walls – external vertical reinforcement*. University of Technology. Sydney, Australia.
- Eires, R., César, C., & Camões, A. (2014). *Argamassas de terra e cal reforçadas com fibras naturais*.
- EN 1015-1. (1999). *Methods of test for masonry—part 1: determination of compressive strength*. European Standards.
- EN 1015-6. (1998). *Methods of test for mortar for masonry Part 6: Determination of bulk density of fresh mortar*.
- EN 1052-3. (2002). *Methods of test for masonry—part 3: determination of initial shear strength*. European Standards.

## Referências Bibliográficas

- EN 772-1. (2000). Methods of test for masonry units—part 1: determination of compressive strength. European Standards.
- EN:998-1, I. N. (2013). Especificação de argamassas para alvenaria, Parte 1:Argamassas para rebocos interiores”, Caparica.
- EN-1015-11. (1999). Determination of flexural and compressive strength.
- EN-1015-3. (1999a). Methods of test for mortar for masonry - Part 3: Determination of consistence of fresh mortar (by flow table).
- EN-1015-3. (1999b). Methods of test for mortar for masonryPart 3: Dete.
- EN-998-2. (2003). Specification for mortar for masonry - part 2: Mas.
- Fabbri, G. T. P. F. (1994). Caracterização da fracção fina de solos tropicais através da absorção de azul de metileno. Universidade de São Paulo.
- Faria, P., Santos, T., & Silva, V. (2014). Earth-based mortars for masonry plastering.
- Fernandes, M. & Correia, M. (2005). Earth Architecture in Portugal. - Arquitectura de Terra em Portugal. Argumentum.
- Gomes, M. I. da S., Brito, J., & Lopes, M. (2012). Construção Sísmo Resistente em Terra Crua.
- Gomes, M. I., Gonçalves, T. D., & Faria, P. (2012). Análise experimental de argamassas de terra com cais e fibras naturais.
- HB 195. (2002). The Australian earth building handbook. Sydney (Australia): Standards Australia. Standards Australia.
- Helfritz, H. (1937). Land without Shade. Journal of the Royal Central Asian Society, 24(2), 201–16. Retrieved from [http://en.wikipedia.org/wiki/Tower\\_block#Medieval\\_Yemen](http://en.wikipedia.org/wiki/Tower_block#Medieval_Yemen)
- Houben & Guillard, 2008. (2008). Earth Construction: A comprehensive guida. Parenthése, Marseille. France.
- Houben, H., & Guillaud, H. (2008). Earth Constructions. A comprehensive guide (4th ed.). North Yorkshire: J&L Composition Ltd.
- Lacouture, L., Bernal, C., Ortiz, J.and Valencia, D. (2007). Estudios de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y refuerzo de casas en adobe y tapia pisada, 20(2),286–303.
- LNEC E 197. (1967). Laboratório Nacional de Engenharia, Solos, Ensaio de compactação. In Especificação E 197-1967.
- LNEC E196. (1966). Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1966. Solos. Análise

- granulométrica (LNEC Espec). Lisboa.
- Lourenço, P. (2005). As estruturas e os sismos “Arquitetura de terra em Portugal.”
- Lourenço, P., & Mendes, P. I. (2002). Construção em terra : os materiais naturais como contributo à sustentabilidade na construção. Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- Manuel, M., Costa, C., & Ponte, D. A. (2012). ARQUITETURA DE TERRA : o desenho para a durabilidade das construções.
- Milosevic, J., Gago, A. S., Lopes, M., & Bento, R. (2013). Experimental assessment of shear strength parameters on rubble stone masonry specimens, Construction and building materials, Elsevier.
- Minke, G. (2005). Manual de Construcción en Tierra como material de construcción y su aplicación en la arquitectura actual (2ª ed.).
- Minke, G. (2006). Building with Earth, Design and Technology of a Sustainable Architecture . Basel - Berlin - Boston : Birkhäuser - Publishers for Architecture,.
- Mohamad, G., Lourenço, P. B., Camões, A., & Roman, H. R. (2007). ESTUDO DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS ARGAMASSAS DE ASSENTAMENTO PARA ALVENARIA ESTRUTURAL.
- NBR:8522. (2003). Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação.
- NP 83. (1965). Densidade das partículas. Norma portuguesa.
- NP143. (1969). Limites de consistência. Norma portuguesa.
- NZS 4298. (1998). New Zealand Standard 4298: 1998, Materials and workmanship for earth buildings: Standards New Zealand, Wellington.
- Oliveira, J. V. (2014). Comportamento mecânico de blocos de terra compactada ativados alcalinamente.
- Parisi, R. S. B., Fricke, G. T., Cervini, E. A., Tramontina, E. M., Leite, A. de P., & Cunha, A. G. L. L. da C. (2013). CONSTRUÇÃO E FINALIZAÇÃO DA CASA DE APOIO DO PROJETO CRESCER: PERDAS E GANHOS (pp. 109–116).
- Reardn, & e Downton. (2011). Design for lifestyle and the future. Retrieved from [www.yourhome.gov.au](http://www.yourhome.gov.au).
- Rodrigues, F. (2007). Construções em terra crua. Tecnologias, potencialidades e patologias. In Musa, 2 (pp. 149–155).

## Referências Bibliográficas

- Senf, N. (2006). Cinva Ram Earth Block heater with Tom Trout. Retrieved January 1, 2015, from <http://mha-net.org/docs/v8n2/wildac06e.htm>
- Silva, R. A., Oliveira, D. V., P. B. Lourenço, Schueremans, L., Miranda, T. (2013). Experimental investigation on the repair of rammed earth by means of injection of mud grouts. Proceedings of CIAV 2013, University Gallecia, Vila Nova de Cerveira.
- Soares, E. (2013). Melhoria do solo residual granítico com recurso à activação alcalina de cinzas volantes.
- Strurm, T. M., Ramos, J. L. F. da silva, & Lourenço, P. J. B. B. (2013). Characterization of dry-stack interlocking compressed earth blocks (pp. 1–39).
- Strurm, T. M., Ramos, J. L. F. da silva, & Lourenço, P. J. B. B. (2014). Experimental characterization of dry-stack interlocking compressed earth block masonry.
- Torgal, F. P., Eires, R. M. G., & Jalali, S. (2009). Construção.
- Torrealva, D., & Vargas, J. (2005). Refuerzo sísmico de vivienda de adobe con malla exterior compatible. In PUCP (Ed.), . Perú: Seminario Internacional de Arquitectura, Construcción y Conservación de Edificaciones en Tierra en Áreas Sísmicas.
- UNE 41410. (2008). Bloques de tierra comprimida para muros y tabiques. Definiciones, especificaciones y métodos de ensayo. Norma Espanhola.
- Useche, I. (2006). Experiencia Constructiva, Bloque de Tierra Compactada (BTC) Y Estabilizados com Cemento. Universidad Nacional Experimental del Táchira, Decanato de Investigación Edificio B Sector Paramillo.
- Varum H, Silveira D, Figueiredo A, Carvalho J, C. A. (2011). (2011). Caracterização do comportamento mecânico de paredes de alvenaria de adobe. In: Proceedings of VIII International Congress of Earth Architecture, University of Valladolid, Valladolid,.
- Varum, H., Costa, A., Perreira, H., & Almeida, J. (2006). “Avaliação Experimental do Comportamento Estrutural de Elementos Resistentes em Alvenaria de Adobe. Universidade de Aveiro. Portugal.
- Veiga, M. do R. (2007). ARGAMASSAS COMPATÍVEIS PARA INTERVENÇÃO EM EDIFÍCIOS ANTIGOS. Oficina Técnica Tradicionais de Revestimento - BEJA.
- Viana da Fonseca, A. (1996). Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas. Universidade do Porto, Portugal.

- (1) <http://thumbs.dreamstime.com/z/potala-palace-lhasa-1635187.jpg>
- (2) [http://1.bp.blogspot.com/\\_EAPvZQFrh4/S6V1lpgbLwI/AAAAAAAAABYI/EkazAJwfSK4/s400/JiayuguanWall.jpg](http://1.bp.blogspot.com/_EAPvZQFrh4/S6V1lpgbLwI/AAAAAAAAABYI/EkazAJwfSK4/s400/JiayuguanWall.jpg)
- (3) <http://www.engenium.net/wp-content/uploads/2011/05/tabique.jpg>
- (4) [http://www.recriarcomvoce.com.br/blog\\_recriar/arquitetura-de-terra-ii/](http://www.recriarcomvoce.com.br/blog_recriar/arquitetura-de-terra-ii/)
- (5) [http://www.tdmbrasil.com.br/wp-content/uploads/2012/12/RA-Grocio-Prado\\_Caso-Historico\\_pt.pdf](http://www.tdmbrasil.com.br/wp-content/uploads/2012/12/RA-Grocio-Prado_Caso-Historico_pt.pdf)
- (6) <http://www.casa-natural.com/pt/rede-de-juta>
- (7) <http://ecoblocos.no.comunidades.net/fotos-casas-sustentaveis>
- (8) <https://lunchland.wordpress.com/>



## **Anexo I – Sistema Único de Classificação dos Solos, USCS**





Tabela 1: Classificação geotécnica, Sistema Único de classificação dos solos, USCS (Houben & Guillaud, 2008)

Mais de metade dos elementos têm um diâmetro superior a 0,8 mm Solo grosseiro	Mais de metade dos elementos > 0,08 mm com diâmetro > 2 mm Gravilha	Sem finos	Todos os diâmetros são representados, nenhum predomina	GW	Cascalho limpo bem classificados
			Um tamanho de grão ou uma fração de grão predomina	GP	Cascalho limpo mal classificados
		Com finos	Elementos finos não têm coesão	GM	Cascalho siltoso
			Elementos finos têm coesão	GC	Cascalho arenoso
	Mais de metade dos elementos > 0,08 mm com diâmetro > 2 mm Areia	Sem finos	Todos os diâmetros são representados, nenhum predomina	SW	Areia limpa bem classificado
			Um tamanho de grão ou uma fração de grão predomina	SP	Areia limpa mal classificados
		Com finos	Elementos finos não têm coesão	SM	Areia siltosa
			Elementos finos têm coesão	SC	Areia arenosa
Mais de metade dos elementos têm um diâmetro inferior a 0,8 mm Solos finos - argila e silte	Solos argilosos e siltosos	Limite de liquidez < 50%		CL	Baixa plasticidade argila
			Inorgânico	ML	Baixa plasticidade silte
			Orgânico	OL	Silte e areias orgânico com baixa plasticidade
		Limite de liquidez > 50%		CH	Altamente plástico areia
			Inorgânico	MH	Altamente plástico silte
			Orgânico	OH	Orgânico altamente plástico silte e areia



**Anexo II – Estimativa dos valores para alvenaria de BTCs com os reforços estudados.**



Descritivo	un	Rendimento	Preço unitário€	W (€/m <sup>2</sup> )	W_R1 (€/m <sup>2</sup> )	W_R2 (€/m <sup>2</sup> )	W_M (€/m <sup>2</sup> )	W_M_R1 (€/m <sup>2</sup> )	W_M_R2 (€/m <sup>2</sup> )	Parede de BTC de junta argamassada com o reforço R1 e R2(€/m <sup>2</sup> )
Bloco de terra compactado	un	39	0,550 €	21,45	21,45	21,45	21,45	21,45	21,45	21,45
Argamassa de terra AR	Solo	kg	12,212	0,003 €		0,03			0,03	0,03
	Cimento	kg	2,787	0,160 €		0,45			0,45	0,45
Argamassa de terra AI	Solo	kg	1,598	0,003 €		0,002		0,002		0,002
	Cimento	kg	0,364	0,160 €		0,06		0,06		0,06
Argamassa de assentamento	Solo	kg	25,077	0,003 €			0,07	0,07	0,07	0,07
	Cimento	kg	5,722	0,160 €			0,92	0,92	0,92	0,92
Ferro de ANR400 Ø6mm	kg	0,2	0,500 €		0,10			0,10		0,10
Rede	m2	1,1	0,500 €			0,55			0,55	
Água	m3	0,021	1,500 €	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
Mão-de-obra junta seca	h	0,7	9,000 €	6,30	6,30					
Mão-de-obra junta argamassada	h	0,8	15,000 €				12,00	12,00	12,00	12,00
Mão-de-obra rebocar	h	0,8	16,000 €			12,80			12,80	12,80
Mão-de-obra enchimento de argamassa	h	0,3	16,000 €		4,80			4,80	4,80	4,80
				27,8 €/m <sup>2</sup>	32,7 €/m <sup>2</sup>	35,3 €/m <sup>2</sup>	34,5 €/m <sup>2</sup>	39,4 €/m <sup>2</sup>	53,1 €/m <sup>2</sup>	52,71 €/m <sup>2</sup>