



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

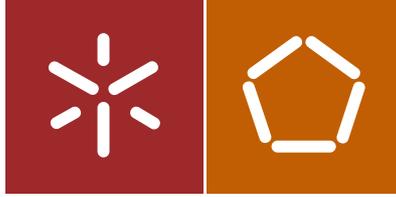
Sara Maria da Cunha Costa

Estudo experimental do
comportamento de abóbadas de adobe

Sara Maria da Cunha Costa
Estudo experimental do
comportamento de abóbadas de adobe

UMinho | 2017

novembro de 2017



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

Sara Maria da Cunha Costa

Estudo experimental do
comportamento de abóbadas de adobe

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

Trabalho efetuado sob a orientação do
Professor Doutor Daniel Oliveira
Doutor Rui Silva

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer a todas as pessoas que contribuíram para a concretização da minha dissertação. Muito obrigada!

Quero agradecer aos meus orientadores, Doutor Rui Silva por toda a ajuda, tanto na parte experimental do trabalho, como na parte escrita e ao Professor Daniel Oliveira pela orientação e oportunidade de integrar este estudo e à minha colega Neda Sadeghi, que também integrou este estudo.

Quero agradecer a toda a equipa técnica do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho e ao Senhor Manuel por toda a ajuda nos trabalhos experimentais.

Por fim quero agradecer o apoio da minha família e amigos.

O presente trabalho foi executado no âmbito do projeto SafEarth - Proteção sísmica do património construído em terra POCI-01-0145-FEDER-016737 (PTDC/ECM-EST/2777/2014), financiado por fundos do FEDER através do Programa Operacional Fatores de Competitividade (COMPETE) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), pelo que se agradece o financiamento concedido.

RESUMO

O adobe é um material de construção em que o principal componente é terra crua. A sua produção consiste na moldagem de terra humedecida (por vezes misturada com cal, palha e excrementos de animais, entre outras adições) num molde de madeira, sendo os adobes desmoldados imediatamente após e colocados a secar ao sol. Após secagem, os adobes são utilizados para construir alvenaria na forma de paredes, arcos, abóbadas e cúpulas.

As construções em adobe representam uma grande percentagem de património construído com grande valor histórico, cultural e arquitetónico. Contudo, o comportamento destas estruturas perante cargas horizontais é relativamente deficiente, conforme constatado em vários sismos com magnitude importante e ocorridos em diversas regiões do mundo, onde se registaram elevadas perdas humanas e materiais. As abóbadas constituem um dos elementos estruturais de adobe mais vulneráveis, no sentido em que o seu maior risco de colapso conduz a uma maior probabilidade de perda de vidas humanas.

Com o objetivo de diminuir o risco de colapso das abóbadas de alvenaria de adobe, neste trabalho realizou-se um estudo do comportamento destas estruturas típicas do Irão, assim como do reforço sísmico das mesmas com rebocos reforçados com malhas têxteis. Realizou-se um trabalho experimental que inclui a caracterização do solo, caracterização mecânica dos adobes, das argamassas utilizadas no reboco, bem como da alvenaria de adobe. Além disto, foram selecionadas e testadas algumas malhas de reforço de baixo custo disponíveis no mercado, com o objetivo de selecionar a que melhor se adequaria à solução de reforço. Finalmente, foram ensaiados arcos de alvenaria de adobe não reforçados e reforçados (após dano) para avaliar-se o comportamento estrutural destes elementos, bem como a eficiência da solução de reforço proposta. O trabalho desenvolvido permitiu retirar diversas conclusões, contudo refira-se que a solução de reforço proposta permitiu recuperar e até mesmo melhorar ligeiramente o desempenho estrutural dos arcos.

Palavras chave: Adobe; Abóbadas; Vulnerabilidade Sísmica; Reforço Sísmico; Programa experimental

ABSTRACT

Adobe is a building material mainly composed by raw earth, whose production consists in moulding moist earth (sometimes mixed with lime, straw and dung, among other additions) in a wooden mould. Immediately after, the adobes are demoulded and placed to dry under the sun. Then, the adobes are used to build masonry in the form of walls, arches, vaults and domes.

Adobe constructions represent a large percentage of the built heritage with great historical, cultural and architectural value. However, the behaviour of these structures under horizontal loads is relatively vulnerable, as observed in several earthquakes of important magnitude that occurred in several regions of the world, where human and material losses were very high. Vaults are among the most vulnerable structural elements built with adobe, meaning that increased risk of collapse leads to a greater likelihood of human loss.

Aiming at reducing the risk of collapse of adobe masonry vaults, a research work was carried out on the behaviour of these typical structural elements from Iran and on their seismic strengthening with compatible textile reinforced mortars. The experimental program performed within this work included the characterisation of the used soil and the mechanical characterisation of the adobes, bed joint mortar and plastering mortar, as well as that of the adobe masonry. In addition, some low-cost reinforcing meshes available on the market were selected and tested, in order to select the most adequate to integrate the strengthening solution. Finally, unstrengthened and strengthened (after damage) adobe masonry arches were tested to evaluate the structural behaviour of these elements, as well as the efficiency of the proposed strengthening solution. The performed work allowed to draw several conclusions, nevertheless it should be highlighted that the proposed solution allowed to recover and even to improve slightly the structural performance of the arches.

Keywords: Adobe; Vault; Seismic Vulnerability; Seismic Strengthening; Experimental Program.

AGRADECIMENTOS.....	iii
RESUMO	v
ABSTRACT	vii
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
1.1. Motivação.....	1
1.2. Objetivos e metodologia	1
1.3. Estrutura da Dissertação	3
CAPÍTULO 2 – CONSTRUÇÃO EM ADOBE.....	5
2.1. Introdução	5
2.2. Avaliação e escolha do solo para construção	5
2.3. Técnicas de construção em terra.....	7
2.3.1. Monolítica.....	8
2.3.2. Alvenaria	8
2.3.3. Enchimento e revestimento.....	9
2.4. Construções em adobe – Vantagens e Inconvenientes	10
2.5. Soluções construtivas.....	10
2.5.1. Fundações	11
2.5.2. Paredes.....	11
2.5.3. Juntas	11
2.5.4. Arcos e abóbadas	12
2.6. Património de Yazd – arcos e abóbadas	13
2.7. Vulnerabilidade sísmica.....	15
2.8. Reforço estrutural	16
CAPÍTULO 3 – CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARINA DE ADOBE.....	21
3.1. Introdução	21

3.2. Caracterização do solo	21
3.2.1. Análise granulométrica.....	21
3.2.2. Limites de consistência.....	24
3.2.3. Equivalente de areia	25
3.2.4. Ensaio azul-de-metileno	25
3.2.5. Ensaio de Proctor	26
3.2.6. Estabilização do solo	27
3.3. Produção dos adobes.....	28
3.4. Caracterização mecânica.....	30
3.4.1. Adobes	31
3.4.2. Argamassa de junta	34
3.4.3. Alvenaria	38
3.5. Conclusões	40
CAPÍTULO 4 – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DE REFORÇO	43
4.1. Introdução	43
4.2. Argamassa de reboco.....	43
4.2.1. Preparação dos provetes	43
4.2.2. Procedimento do ensaio.....	44
4.2.3. Resultados e discussão	44
4.3. Malhas de reforço	45
4.3.1. Preparação dos provetes	47
4.3.2. Procedimento de ensaio	47
4.3.3. Resultados e discussão	48
4.4. Conclusões	56
CAPÍTULO 5 – COMPORTAMENTO EXPERIMENTAL DE ARCOS DE ADOBE	59
5.1. Introdução	59
5.2. Construção.....	59

5.3. Aplicação do reforço.....	60
5.4. Procedimento de ensaio	61
5.5. Resultados e discussão	64
5.5.1. Arcos não reforçados.....	64
5.5.2. Arcos reforçados	66
5.5.3. Análise de resultados e conclusões	69
5.6. Conclusões	74
CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS.....	75
6.1. Conclusões principais	75
6.2. Trabalhos Futuros	76
BIBLIOGRAFIA	79
ANEXOS.....	83
ANEXO I – FICHA TÉCNICA DAS MALHAS DE REFORÇO	84

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das tipologias de construção em terra (Houben & Guillaud, 2008).	7
Figura 2 – Construção em terra empilhada (" <i>Cob</i> ") (www.theyearofmud.com, acedido em 14/06/2017).	8
Figura 3 – Construção em adobe: (a) produção dos adobes (b) construção de uma parede.	9
Figura 4 – Construção em tabique (mount-of-oaks.blogspot.pt, acedido em 16/07/2017)	9
Figura 5 – Soluções construtivas para a ligação de uma parede de adobe com a cobertura (Minke, 2006): (a) junta simples; (b) junta com selante elástico	12
Figura 6 – Abóbada de Berço (pt.slideshare.net/carla77/o-romnico, acedido em 02/07/2017)	13
Figura 7 – Abóbada de arestas (ahistoriapresente.blogspot.pt/2012/12/a-arte-gotica.html, acedido em 02/07/2017).....	13
Figura 8 – Abóbadas em Yazd	14
Figura 9 – Colapso de abóbada não reforçada.....	15
Figura 10 – Funcionamento do diafragma tradicional (Michiels, 2014)	17
Figura 11 – Parede de alvenaria de adobe ensaiada por Figueiredo et al. (2013).	17
Figura 12 – Técnica de reforço PP-band mesh: a) Aplicação da malha na parede (pt.slideshare.net, 2016); b) Produção da malha (Umair, 2015)	19
Figura 13 – Curva granulométrica do solo utilizado no programa experimental.	22
Figura 14 – Adequabilidade do solo para produção de adobe: (a) fuso granulométrico posposto por Houben & Guillaud (2008); (b) fuso granulométrico proposto por LNEC (1953).	23
Figura 15 – Gráfico do ensaio de limite de liquidez.	24
Figura 16 – Curvas de compactação obtidas dos ensaios de Proctor do solo utilizado. .	26
Figura 17 – Molde de madeira utilizado na produção dos adobes.	28
Figura 18 – Produção da mistura para produção dos adobes: (a) adição gradual de água; (b) homogeneização da mistura.	29

Figura 19 – Moldagem dos adobes: (a) Projeção vertical da mistura, no sentido descendente; (b) compressão da mistura com colher de pedreiro; (c) alisamento da superfície.	29
Figura 20 – Desmoldagem dos adobes: (a) rotação e agitação do molde; b) remoção da película de plástico.....	30
Figura 21 – Cura dos adobes: (a) primeiros 7 dias; (b) armazenamento após 7 dias de idade.	30
Figura 22 – Preparação dos provetes de adobe: (a) moldes metálicos; (b) moldagem dos provetes.	31
Figura 23 – Esquema do ensaio de compressão dos provetes de adobe.	32
Figura 24 – Curvas tensão de compressão- extensão axial dos provetes de adobe.	33
Figura 25 – Modo de rotura dos provetes de adobe.....	34
Figura 26 – Ensaio à flexão dos provetes de argamassa de junta.	35
Figura 27 – Ensaio à compressão dos provetes de argamassa de junta.....	36
Figura 28 – Proveste de alvenaria de adobe: (a) em construção; (b) provete final.	38
Figura 29 – Esquema de ensaio dos prismas de alvenaria de adobe ensaiados à compressão.	39
Figura 30 – Curvas tensão-extensão dos prismas de alvenaria de adobe.....	40
Figura 31 - Modo de rotura dos provetes de alvenaria.	40
Figura 32 – Ensaio à flexão dos provetes de argamassa de reforço.	44
Figura 33 – Ensaio à compressão dos provetes de argamassa de reforço: (a) Metade do provete prismático; (b) Decorrer do ensaio	44
Figura 34 – Comparação da resistência das argamassas.....	45
Figura 35 – Preparação dos provetes para os ensaios de tração em malhas secas: (a) corte das faixas de malha; (b) colagem das chapas metálicas nas extremidades de cada faixa; (c) endurecimento do adesivo.	47
Figura 36 – Ensaio de tração em malhas secas: (a) esquema do ensaio; (b) dispositivo utilizado para medição das deformações dos provetes.	48
Figura 37 – Proveste danificado durante o ensaio.....	49
Figura 38 – Comparação das extensões obtidas pelo atuador e pela média dos LVDTs do dispositivo de medição: (a) Malha A2; (b) Malha A3.	49
Figura 39 – Resultados dos ensaios da malha A1: (a) curvas força linear-extensão na direção x; (b) curvas força linear-extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.	50

Figura 40 – Resultados dos ensaios da malha A2: (a) curvas força linear-extensão na direção x; (b) curvas força linear-extensão na direção y; (c) modo de rotura típico	51
Figura 41 – Resultados dos ensaios da malha A3: (a) curvas força linear-extensão na direção x; (b) curvas força linear-extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.	52
Figura 42 – Resultados dos ensaios da malha A4: (a) curvas força linear-extensão na direção x; (b) curvas força linear-extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.	53
Figura 43 – Comparação dos resultados em termos de força linear máxima.	54
Figura 44 – Comparação dos resultados em termos de extensão pico.	55
Figura 45 – Comparação da relação força linear máxima-extensão de pico com custo/resistência (C/R).	55
Figura 46 – Valores médios da Rigidez das malhas	56
Figura 47 – Construção dos arcos: (a) construção de uma fiada de adobe; (b) moldes utilizados como suporte; (c) apoios de betão armado; (d) arco após construção e cura.	60
Figura 48 – Aplicação da malha de reforço pelo intradorso.	61
Figura 49 – Ancoragens aplicadas nos arcos reforçados pelo intradorso.	61
Figura 50 – Esquema do ensaio de carga pontual dos arcos.	62
Figura 51 – Secção de aplicação da carga pontual (a 30% do vão do arco).	62
Figura 52 – Carregamento cíclico aplicado durante os ensaios dos arcos.	63
Figura 53 – Disposição dos LVDTs utilizados na monitorização das deformações dos arcos.	64
Figura 54 – Arcos não reforçados: (a) mecanismo de rotura; (b) rótula d; (c) rótula b; (d) rótula c.	65
Figura 55 – Envoltentes das curvas força-deslocamento dos arcos não reforçados.	66
Figura 56 – Arcos reforçados: (a) esquema do mecanismo de rotura; (b) Descolar da camada de reforço; (c) Rótula a; (d) Rótula b.	67
Figura 57 – Deformada de um do arco VSI3 em fase pré-colapso.	68
Figura 58 – Envoltentes das curvas força-deslocamento dos arcos reforçados.	69
Figura 59 – Envoltentes das curvas força-deslocamento na secção de aplicação da carga.	70
Figura 60 – Evolução da rigidez de descarga com o deslocamento imposto.	71

Figura 61 – Curva bilinear (Moreira, 2015).....	72
Figura 62 – Curvas bilineares de todos os arcos	73
Figura 63 – Curva bilinear da envolvente do VSI3 considerando $C_{sd} = 0,6$	74

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Tipologias de construção em terra de acordo com o sistema fundamental.	7
Tabela 2 – Frações granulométricas do solo utilizado no programa experimental.	23
Tabela 3 – Resultados dos ensaios de Proctor do solo utilizado.	27
Tabela 4 – Composição da mistura utilizada na produção dos adobes (em peso).....	28
Tabela 5 – Resultados dos ensaios de compressão dos adobes.	33
Tabela 6 – Resultados dos ensaios à flexão da argamassa de junta.....	37
Tabela 7 – Resultados dos ensaios à compressão da argamassa de junta.	37
Tabela 8 – Resultados dos ensaios de compressão dos prismas de alvenaria de adobe. 39	
Tabela 9 – Resultados dos ensaios de flexão e compressão da argamassa de reforço....	45
Tabela 10 – Características das malhas estudadas.	46
Tabela 11 – Resultados dos ensaios dos provetes das malhas	54
Tabela 12 – Valores médios da Rigidez.....	56
Tabela 13 – Características dos vários ciclos de ensaio.....	62
Tabela 14 – Resumo dos resultados dos ensaios dos arcos não reforçados.	66
Tabela 15 – Resumo dos resultados dos ensaios nos arcos reforçados.....	68
Tabela 16 – Comparação dos resultados dos arcos não reforçados e reforçados.	69
Tabela 17 – Rigidez de descarga dos arcos ensaiados.	71
Tabela 18 – Parâmetros das curvas bilineares de cada arco.....	73

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. Motivação

Em quase todas as zonas com climas quentes e temperados a terra tem-se assumido como o material de construção mais comum. Mesmo hoje, estima-se que entre um quinto e um quarto da população mundial reside em habitações contruídas em terra e nos países em desenvolvimento este número chega a quase metade da sua população.

Não existe um consenso sobre o período exato de tempo em que os humanos começaram a usar terra como material de construção. Houben e Guillaud (2008) referem que a utilização de blocos de terra, adobe, remonta a 8000 a.C. e Minke (2006) afirma que as técnicas de construção em terra são conhecidas há mais de 9000 anos.

Os edifícios construídos em terra são geralmente vulneráveis em sismos, elevando o risco de danos significativos, ou mesmo do colapso, em monumentos e habitações, bem como o risco de perda de vidas humanas. Têm sido realizados alguns trabalhos de investigação sobre novas técnicas de reforço para melhorar o desempenho sísmico de estruturas construídas em terra, nomeadamente na Universidade Católica de Peru (PUCP) (Blondet, *et al*, 2006), na Universidade Autónoma do Estado do México e na Universidade do Minho.

1.2. Objetivos e metodologia

Tal como referido anteriormente um dos problemas da construção em terra é a sua vulnerabilidade sísmica elevada. Assim, este trabalho tem como objetivo estudar um sistema de reforço sísmico TRM (“*Textile reinforced mortar*”) para alvenaria de adobe. Esta solução baseia-se num sistema integrado alvenaria de adobe-reboco-malha constituído por um reboco compatível reforçado com uma malha de baixo custo. Assim foi necessário estudar as propriedades de todos os componentes e a sua interação.

O trabalho desenvolvido baseou-se na avaliação do comportamento do ponto de vista estático de arcos de alvenaria de adobe, simples e reforçadas, construídas com adobes

representativos da região do Irão. Para tal estabeleceram-se os seguintes objetivos específicos:

- Definir e caracterizar experimentalmente o comportamento mecânico do adobe e da alvenaria em adobe à compressão;
- Definir e caracterizar experimentalmente o comportamento mecânico das argamassas utilizadas nas juntas e no reboco, à flexão e compressão;
- Definir e caracterizar experimentalmente o comportamento mecânico das fibras de reforço à tração;
- Avaliar o comportamento e influência da solução de reforço em arcos de adobe sujeitos a uma carga pontual.
- Fornecer informação sobre a solução de reforço estudada para posteriores investigações ou aplicações do mesmo em construções novas ou já existentes.

Pretende-se assim que a informação obtida contribua para o desenvolvimento do estado da arte relativo ao reforço sísmico de construções em adobe. O trabalho desenvolvido teve uma forte componente experimental onde foram realizados ensaios de caracterização material e também ensaios de caracterização da eficiência estrutural do reforço em arcos de adobe.

Os objetivos propostos foram atingidos através de uma metodologia específica que foi seguida ao longo do plano de trabalhos.

Numa primeira fase foi realizada uma pesquisa bibliográfica sobre as várias técnicas de construção em terra e as suas características, as propriedades do solo utilizado, os tipos de construções em terra existentes e soluções de reparação e reforço para as mesmas e também uma investigação sobre o património da cidade de Yazd, no Irão, enquadrada neste tema.

Na fase experimental, inicialmente, foram produzidos adobes à escala reduzida (aproximadamente $8 \times 10 \times 2 \text{ cm}^3$) através de moldes desenvolvidos especificamente para este efeito. Em relação ao material de reforço, selecionaram-se alguns tipos de malhas de baixo custo com materiais de diferentes origens e tamanhos variados.

Após seleção e produção de todos os materiais, estes foram sujeitos a ensaios de caracterização mecânica, incluindo ensaios à flexão, compressão e tração, de forma a caracterizar e selecionar os materiais mais adequados para reforço estrutural.

Em seguida foram construídos dois arcos com os adobes produzidos anteriormente e após cura foram ensaiados com uma carga pontual até ser atingido um nível de dano pré-colapso. Estes arcos foram reparados e reforçados com reboco armado com uma malha de fibra de vidro e ensaiados até ao seu colapso. Os ensaios de carga pontual foram realizados tendo como principal objetivo a determinação da capacidade resistente, o deslocamento correspondente, o deslocamento máximo e a rigidez dos arcos, tornando possível a avaliação da influência da reparação e reforço no desempenho estrutural dos arcos, nomeadamente ao nível do desenvolvimento dos mecanismos de colapso.

Finalmente, a execução deste trabalho permitiu gerar um conhecimento mais avançado sobre construções com arcos de alvenaria de adobe e sobre o seu reforço estrutural com rebocos reforçados com malhas, cuja implementação em construções existentes espera-se que contribua para reduzir a vulnerabilidade sísmica. Além disto, espera-se que os resultados obtidos sirvam de base para investigações futuras sobre este tema.

1.3. Estrutura da Dissertação

Esta dissertação foi estruturada em 6 capítulos com o seguinte conteúdo:

- O Capítulo 1 apresenta uma introdução ao tema da dissertação, destacando-se a motivação que levou à sua realização. Foram também detalhados os principais objetivos pretendidos com este trabalho e a metodologia utilizada.
- No Capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica sobre construções em terra, com especial foco sobre construções em adobe. Começa-se por fazer uma introdução da origem e abrangência da técnica de construção em adobe e descreve-se o método de escolha do solo mais adequado para este tipo de construção. Faz-se também uma abordagem mais geral das várias técnicas de construção em terra. São ainda apresentadas as vantagens e inconvenientes da construção em adobe e as suas soluções construtivas. Finalmente, faz-se uma breve referência ao património da cidade de Yazd, construído com arcos e

Capítulo 1 - Introdução

abóbadas em adobe, e às várias técnicas utilizadas para o reforço deste tipo de estruturas.

- O Capítulo 3 apresenta a caracterização da alvenaria de adobe, abordando as características do solo utilizado, a técnica de produção dos adobes e por fim a caracterização mecânica dos materiais utilizados.
- No Capítulo 4 apresenta-se a caracterização dos materiais de reforço, começando-se pela argamassa utilizada do reboco e finalizando-se com o levantamento e caracterização das malhas de reforço através de ensaios à tração, de onde se selecionou a mais adequada para integrar a solução de reforço.
- O Capítulo 5 apresenta o programa experimental dedicado à avaliação do comportamento dos arcos de alvenaria de adobe com e sem reforço. Primeiramente, descreve-se o processo construtivo dos arcos e o procedimento para a aplicação do reforço. Em seguida é efetuada a descrição do esquema e procedimento de ensaio e por último apresentam-se e discutem-se os resultados.
- O Capítulo 6 resume as conclusões dos resultados obtidos neste trabalho e por fim algumas propostas de investigações complementares e possíveis aplicações futuras deste trabalho.

CAPÍTULO 2

CONSTRUÇÃO EM ADOBE

2.1. Introdução

A construção em adobe é uma técnica tradicional muito antiga incluída nos sistemas construtivos que utilizam a terra na forma de alvenaria (Fernandes, 2006). O termo adobe tem origem na palavra árabe *attobi*, que também é o nome dado aos seixos rolados do leito do rio (Tavares, 1998). Os adobes constituem as unidades da alvenaria e são produzidos recorrendo a moldes de madeira onde é colocada terra humedecida e compactada manualmente e de uma forma ligeira. Imediatamente após a moldagem, os adobes são desmoldados e são colocados a secar ao sol.

Estima-se que a produção de adobes com moldes seja realizada há mais oito mil anos, uma vez que foram encontrados vestígios da utilização desta técnica nas primeiras cidades e povoações da Mesopotâmia, Creta, Egito, Médio Oriente e Sudoeste da Ásia (Neves, et al., 2011).

Em Portugal, as construções de adobe são encontradas principalmente na Beira Litoral e Estremadura (entre Alcobaça e Espinho), nos vales dos rios Mondego, Tejo e Sado, enquanto no vale do rio Guadiana e no Barlavento Algarvio, o adobe apenas é encontrado em paredes interiores (Almeida, 2015).

2.2. Avaliação e escolha do solo para construção

A humanidade, desde as suas origens, depende do uso do solo para a sua sobrevivência, usufruindo do mesmo de diferentes formas, dependendo do tipo de solo. Enquanto uns solos têm aptidão para produzir alimentos, outros fornecem bons pigmentos e outros são ainda adequados para produzir objetos. Há 10 mil anos o homem começou a interessar-se pelo estudo do solo, sendo os chineses um dos primeiros povos a classificá-lo (Neves, et al., 2011).

O adobe, técnica estudada neste trabalho, foi o primeiro material de construção produzido a partir de recursos naturais, sendo obtido com a mistura plástica do solo e água, resultando em blocos rígidos após moldagem e secagem ao sol (Neves, et al., 2011).

Os solos mais adequados para a produção deste material de construção são obtidos normalmente no subsolo, por serem isentos de matéria orgânica. Em zonas semi-áridas e áridas, onde os teores de matéria orgânica são reduzidos, podem encontrar-se solos apropriados nas camadas superficiais, havendo sempre a necessidade de eliminação de raízes ou de outros materiais orgânicos de maior dimensão (Neves, et al., 2005).

Estabelecendo-se o local onde se pretende construir uma construção em adobe, é necessário selecionar os locais, na área envolvente, que podem fornecer solos com aptidão para a produção dos adobes. Para tal, colhem-se amostras em vários locais, as quais são sujeitas a ensaios específicos para permitir concluir quais os solos com melhor adequabilidade.

Na seleção de um solo para utilização como material de construção, as propriedades mais relevantes a analisar são a composição granulométrica, a plasticidade e a retração. Após a seleção do solo, e para a execução do material de construção, as propriedades mais pertinentes são o grau de compactação e a humidade (Neves, et al., 2005).

Terminado o estudo dos resultados dos ensaios relativos às várias propriedades, e selecionado o solo para utilização como material de construção, segue-se a fase de melhoramento das características para este objetivo, designada como estabilização do solo. Bardou e Arzoumanian (1979) classificam a estabilização do solo em quatro categorias, estabilização por cimentação, por adição de fibras (por exemplo palha), por impermeabilização e por tratamento químico.

Note-se que neste trabalho, com a finalidade de melhorar as características do solo, foram adicionados cimento Portland (CEM II/B-L 32,5 da CIMPOR) e caulino (Mibal-A das Minas de Barqueiros, S.A.), processo incluído na categoria de estabilização por cimentação.

2.3. Técnicas de construção em terra

Segundo Torgal et al (2009), existem várias tipologias de construção em terra, classificadas em 3 sistemas fundamentais: monolítica (*in situ*), por unidades de alvenaria e por enchimento e revestimento. Fernandes (2006) refere que a CRAterre resume as várias tipologias em 18 técnicas principais, tal como ilustrado na Figura 1 e sistematizado na Tabela 1.

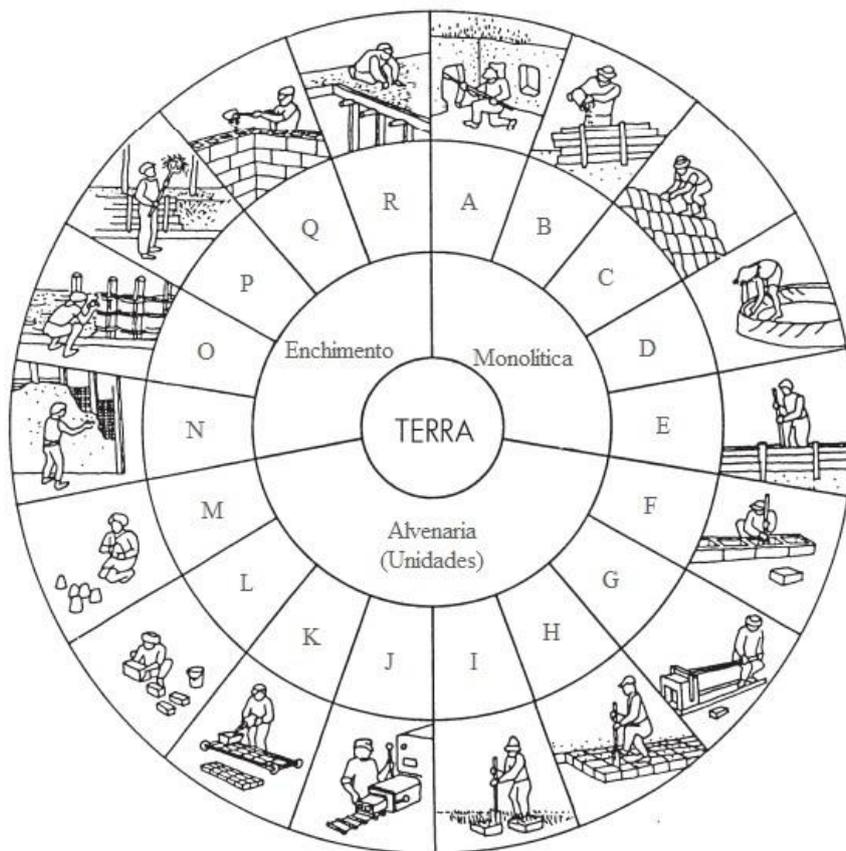


Figura 1 – Diagrama das tipologias de construção em terra (Houben & Guillaud, 2008).

Tabela 1 – Tipologias de construção em terra de acordo com o sistema fundamental.

Monolítica	Alvenaria	Enchimento e/ou Revestimento
A- Terra escavada	F- Blocos apilados	N- Terra de Recobrimento
B- Terra plástica	G- Blocos prensados	O- Terra sobre engradado
C- Terra empilhada	H- Blocos cortados	P- Terra palha
D- Terra modelada	I- Torrões de terra	Q- Terra de enchimento
E- Terra prensada	J- Terra extrudida	R- Terra de cobertura
	K- Adobe mecânico	
	L- Adobe manual	
	M- Adobe moldado	

2.3.1. Monolítica

A construção monolítica consiste na execução da construção *in situ* sem que exista uma clara separação entre o material e a técnica construtiva. Deste sistema fundamental fazem parte 5 técnicas, a taipa, por exemplo, é um método da subcategoria “terra plástica” que consiste na compactação de terra húmida numa cofragem de madeira (taipal). Outro exemplo é o “Cob”, um processo de “terra empilhada”, normalmente com adição de palha, finalizando com a regularização da superfície (Figura 2).



Figura 2 – Construção em terra empilhada ("Cob") (www.theyearofmud.com, acedido em 14/06/2017).

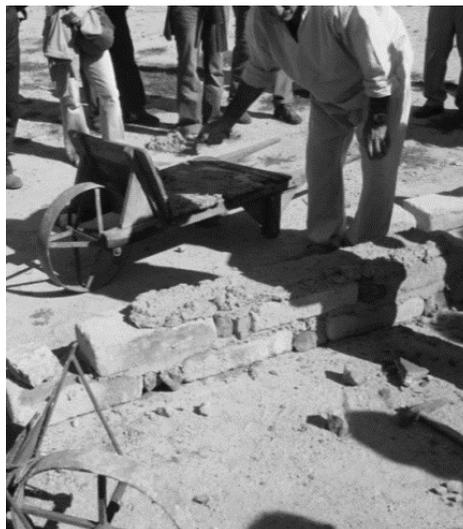
2.3.2. Alvenaria

O sistema alvenaria agrega as técnicas com produção prévia de módulos em terra que após o processo de secagem são utilizados na execução de paredes ou outros elementos construtivos, tais como abóbadas, arcos e cúpulas. Este é o maior sistema fundamental de construção em terra ao incluir 8 técnicas construtivas diferentes.

O adobe moldado, tal como referido anteriormente, é a técnica estudada neste trabalho e é o processo construtivo mais universal, uma vez que é utilizado em praticamente todos os continentes. Este processo construtivo é ilustrado Figura 3.



(a)



(b)

Figura 3 – Construção em adobe: (a) produção dos adobes (b) construção de uma parede.

2.3.3. Enchimento e revestimento

Este sistema construtivo consiste na aplicação da terra como componente secundário. A terra no seu estado plástico, com ou sem a adição de cal, é aplicada sobre um suporte engradado de um elemento normalmente de origem vegetal como a madeira, cana ou bambu. Este processo construtivo é ilustrado na Figura 4. O tabique é uma técnica construtiva bastante utilizada em Portugal e que se inclui neste sistema, nomeadamente na categoria “terra sobre engradado”.



Figura 4 – Construção em tabique (mount-of-oaks.blogspot.pt, acedido em 16/07/2017)

2.4. Construções em adobe – Vantagens e Inconvenientes

O adobe, assim como qualquer técnica construtiva, apresenta vantagens e desvantagens. Uma das principais vantagens é a sua reduzida pegada ecológica, desde a fase de utilização até à fase de eliminação. Utiliza o solo – matéria-prima natural e abundante - como base predominante na sua composição, com reduzida incorporação de materiais transformados (cimento, por exemplo). Os solos utilizados são provenientes de locais próximos da construção, recorrendo apenas a transporte local, portanto com reduzido consumo energético. A produção dos adobes utiliza apenas energia renovável - solar e trabalho manual. Graças à sua porosidade o adobe tem propriedades térmicas isolantes, que combinadas com a elevada inércia térmica da alvenaria de adobe proporcionam um reduzido gasto de energia no aquecimento/arrefecimento da construção. Finalizada a sua utilização, o adobe, dada mais uma vez à sua composição, pode ser simplesmente eliminado no solo, onde se reintegra num reduzido período de tempo, sem impacto negativo, ou pode ser novamente utilizado.

Outras vantagens são do ponto de vista económico e arquitetónico. Dados os meios humanos e técnicos serem simplificados é uma técnica de construção muito económica. A sua construção dá liberdade para uma grande diversidade de formas e dimensões sendo utilizado para construir paredes, arcos, abóbadas e cúpulas.

Passando aos inconvenientes, um dos maiores problemas é que na fase de secagem é indispensável um clima seco, e esta fase é muito sensível, sendo necessário humedecer os blocos ao longo da secagem para prevenir o aparecimento de fissuras causadas pela retração do adobe. Devido à baixa resistência à tração e à flexão não é aconselhável o seu uso em construções com mais de um piso. As construções de coberturas em cúpula e abóbadas pesadas não são aconselháveis para zonas com sismicidade considerável. Na sua fabricação é necessária uma grande quantidade de água e esta requer esforço humano considerável e uma área de produção ampla e arejada. Na sua produção há grande dificuldade em obter dimensões regulares dificultando o trabalho posterior de construção.

2.5. Soluções construtivas

A combinação de materiais, utilizados na materialização dos diversos elementos de construção de um edifício, denomina-se por solução construtiva (Mateus, 2004). Nesta

secção serão apresentadas e caracterizadas soluções construtivas para os vários elementos de edificações em adobe, nomeadamente fundações, paredes, juntas, arcos e abóbadas.

2.5.1. Fundações

As fundações das construções de adobe devem apresentar dimensões mais alargadas que as das paredes que suportam diretamente, uma vez que o peso próprio da alvenaria de adobe é geralmente elevado. A fundação deve ser resistente contra as ações verticais e às dos sismos, mas também deve proteger as paredes de adobe da humidade do solo, pelo que é aconselhável construir as fundações com alvenaria de pedra ou eventualmente com betão armado. Por outro lado, se o adobe for estabilizado com asfalto ou cimento o material resistirá devidamente à humidade, podendo ser utilizado em construções pequenas ou temporárias (Neubauer, 1964).

2.5.2. Paredes

A construção paredes de adobe segue o mesmo processo das paredes de alvenaria de tijolo. Os adobes podem ser colocados aleatoriamente ou alternadamente (com junta cruzada) em fiadas até perfazerem a altura pretendida para a parede. De acordo com Neubauer (1964), o reforço com aço é aconselhado tanto horizontalmente como verticalmente.

Contudo, a construção das paredes pode ser realizada por mão-de-obra não qualificada e as juntas de argamassa são finalizadas manualmente.

2.5.3. Juntas

Para que exista compatibilidade de comportamento entre os adobes e as juntas de assentamento, estes devem assentar sobre uma argamassa de terra com uma composição semelhante (Mateus, 2004). Quando as paredes de alvenaria de adobe são ligados a vigas, janelas, pilares ou caixilhos é necessário ter em conta alguns cuidados como o efeito da

retração e da variação dimensional das estruturas de madeira devido às variações de humidade.

As vigas da cobertura não devem assentar diretamente na parede de adobe mas sim em vigas ou placas de madeira que servem de junta. A Figura 5 ilustra possíveis soluções para este caso, nomeadamente uma junta simples com uma viga de madeira (Figura 5a) e uma junta com selante elástico entre a viga e a parede de forma a acomodar variações dimensionais (Figura 5b) (Minke, 2006).

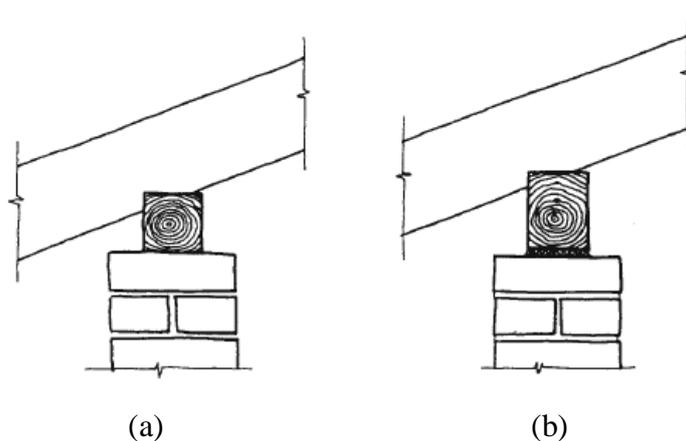


Figura 5 – Soluções construtivas para a ligação de uma parede de adobe com a cobertura (Minke, 2006): (a) junta simples; (b) junta com selante elástico

2.5.4. Arcos e abóbadas

Os arcos e as abóbadas são elementos que podem ser encontrados em muitos edifícios religiosos da Europa, bem como em habitações, escolas e edifícios públicos da Ásia, África e da Europa do sul. A experiência demonstrou que as divisões com arcos e abóbadas têm um efeito agradável e calmante sobre os habitantes em comparação com os tetos planos, daí possivelmente ser a razão pela qual esta solução construtiva é encontrada em edifícios religiosos, e para além disso o seu custo é menor (Minke, 2006).

Tal como referido anteriormente, umas das vantagens do adobe é a sua capacidade isolante que aliada a construções em forma de abóbada, em climas frios e moderados, resulta num gasto de energia de aquecimento mais reduzido devido ao facto de a área de superfície ser menor quando comparada com áreas cúbicas do mesmo volume, havendo assim menor perda de calor. Em climas quentes e secos, estes elementos também têm algumas vantagens, principalmente em zonas com grandes variações de temperatura

durante o dia. Devido à sua elevada massa térmica – capacidade de absorver e libertar calor – e ao facto do seu pé direito no centro da divisão ser maior, onde o ar quente se eleva e acumula, podendo ser facilmente libertado através de aberturas, proporcionando assim um elevado controle climático natural (Minke, 2006).

Existem várias geometrias possíveis de abóbadas, mas as mais utilizadas são as abóbadas de berço e de arestas, tal como ilustrado na Figura 6 e Figura 7, respetivamente. Estas estruturas bidimensionais têm como objetivo servir de cobertura a espaços interiores e têm como particularidade o facto de apenas transferirem cargas de compressão para os seus apoios.



Figura 6 – Abóbada de Berço (pt.slideshare.net/carla77/o-romnico, acedido em 02/07/2017)



Figura 7 – Abóbada de arestas (ahistoriapresente.blogspot.pt/2012/12/a-arte-gotica.html, acedido em 02/07/2017)

2.6. Património de Yazd – arcos e abóbadas

A cidade histórica de Yazd foi declarada, recentemente, Património Mundial da UNESCO, nunca foi a capital do Irão, mas manteve sempre a sua importância no contexto do Médio Oriente. Devido ao facto de estar localizada no deserto e a uma grande distância das capitais permaneceu longe de muitas grandes guerras, o que permitiu a esta cidade tornar-se um contexto perfeito para formar e promover uma cultura especial e estrutura

urbana durante vários séculos. A tecnologia da construção em terra tem sido usada em Yazd ao longo dos séculos para construir edifícios destinados a diferentes usos e necessidades (habitação de vários tamanhos e organizações, cisternas de água, moinhos, santuários, sinagogas e mesquitas). A tipologia exclusiva da casa em Yazd tem sido referida mundialmente em publicações científicas sob o tema "construção bioclimática" (UNESCO, 2016).

O Irão, localizado como uma das áreas mais sismicamente ativas do mundo, possui uma grande quantidade de construções vernaculares em adobe. A cidade de Yazd, localizada na zona central do planalto iraniano, é uma das maiores cidades construídas quase na sua totalidade em adobe (Figura 8), em contrapartida é também uma cidade com risco sísmico relativamente elevado.

A elevada perigosidade sísmica de Yazd conjugada com a conhecida vulnerabilidade das abóbadas em adobe constitui um assunto preocupante para a sociedade, que requer uma análise urgente do desempenho sísmico das habitações com este tipo de construção. Note-se que nesta dissertação foi selecionado como objeto de estudo este caso de estudo, nomeadamente de um arco de referência que é geometricamente representativo das abóbadas em adobe das casas em Yazd (Sadeghi, 2017).

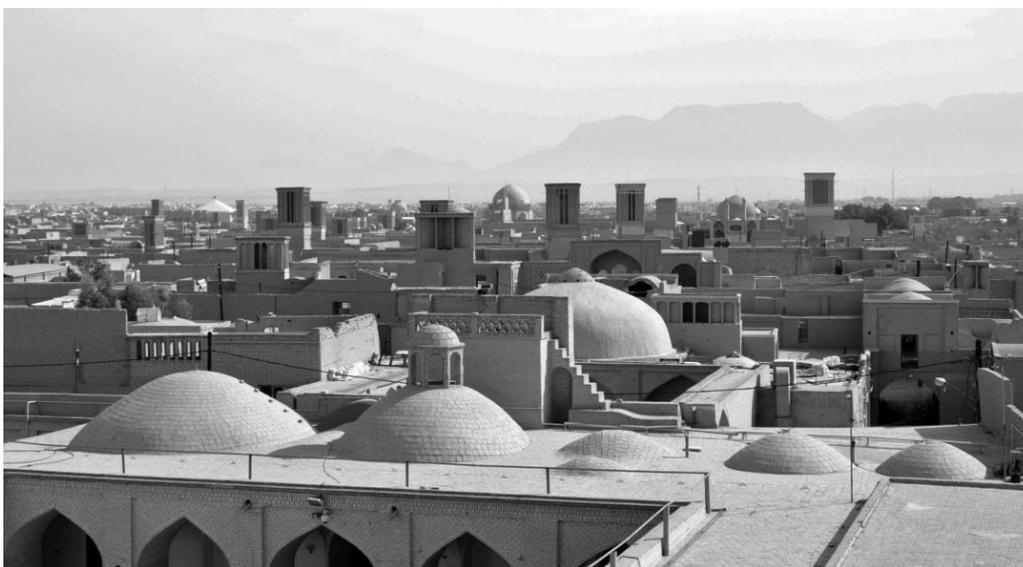


Figura 8 – Abóbadas em Yazd

2.7. Vulnerabilidade sísmica

As construções em adobe são caracterizadas pela sua baixa resistência à tração e pelo seu comportamento frágil o que, perante um sismo, pode levar ao seu colapso sem qualquer aviso, principalmente em edifícios de grandes dimensões que podem desenvolver grandes forças de inércia nesta situação (Zanetti, 2015).

Como já referido, o Irão situa-se numa zona de grande perigosidade sísmica. O Sismo de Bam de 2003, onde 50% das mortes foram causadas pelo colapso de edifícios de adobe, demonstra a grande vulnerabilidade sísmica destas construções quando comparadas a outras tipologias de construção. Relativamente às estruturas com abóbadas de adobe, estas são tipicamente encontradas na cidade de Yazd e continuam a ser utilizadas diariamente. Para além das já referidas características do adobe, estas estruturas também são caracterizadas pelas suas ligações deficientes e pelo seu peso próprio excessivo, contribuindo consideravelmente para o aumento do risco de perda de vidas humanas. Apesar da vulnerabilidade das abóbadas em adobe observada em terremotos passados ainda não foram realizados muitos estudos nesta área (Sadeghi, n.a.). Na PUCP, no Peru, foram realizados ensaios de simulação sísmica em dois modelos de abóbada, um sem reforço e outro totalmente reforçado com malha polimérica em ambos os lados. Os resultados demonstraram que modelo não reforçado, como era espectável, teve um comportamento muito vulnerável, colapsando com um valor de intensidade de movimento inferior ao das casas tradicionais não reforçadas (Figura 9). Por outro lado a abóbada reforçada teve um bom desempenho, mesmo nas fases finais do ensaio, perante a máxima intensidade de aceleração da mesa sísmica (Torrealva, 2006).



Figura 9 – Colapso de abóbada não reforçada

2.8. Reforço estrutural

Como já foi referido, muitas construções em adobe localizam-se em zonas com perigosidade sísmica elevada, sendo assim importantíssimos os estudos de reforço estrutural destas construções. Estas soluções de reforço melhoram o comportamento da estrutura perante um sismo, minimizando o dano por ele provocado, bem como a perda de vidas humanas ou património.

Algumas das razões responsáveis pela vulnerabilidade das construções em adobe à atividade sísmica já foram mencionadas anteriormente, tais como a sua baixa resistência à tração e flexão, elevado peso próprio, ligações entre elementos estruturais deficientes e a existência de irregularidades no plano e em planta.

No estudo de métodos de reforço para estruturas em adobe, novas ou já existentes, é necessário ter em atenção alguns aspetos importantes tais como a compatibilidade física, química e mecânica entre a solução e a estrutura, garantindo assim uma resposta conjunta e durabilidade adequada de ambos.

Michiels (2014) sistematiza algumas técnicas tradicionais de reforço de sísmico para estruturas em adobe utilizando madeira. Estas técnicas têm como finalidade que o edifício se mova como um todo, utilizando elementos de ligação em torno de toda a construção fazendo com que todas as fachadas trabalhem em conjunto, em resposta a forças exteriores.

Uma das técnicas considerada mais eficiente para reforço de edifícios em terra consiste na aplicação de uma viga de madeira sobre as paredes. Esta tem a capacidade de proporcionar resistência e rigidez fora do plano e, pelo facto de ser um elemento constante ao longo das paredes, estabelece continuidade do plano (Tolles et al., 2002). Muitas vezes uma tábua de madeira é suficiente para promover este efeito, contudo deve-se ter atenção a aspetos importantes como a ligação das vigas em paredes perpendiculares e garantir que este elemento de madeira rodeie toda a construção.

O diafragma tradicional é uma outra solução de reforço em que também se utiliza elementos de madeira ou de aço, e consiste na instalação de um sistema para transferência de cargas do telhado e das paredes com funcionamento para fora do plano para as paredes de travamento (Figura 10). Contudo, a distribuição de cargas das paredes com

funcionamento para fora do plano para as paredes de travamento é um cálculo bastante delicado (Michiels, 2014).

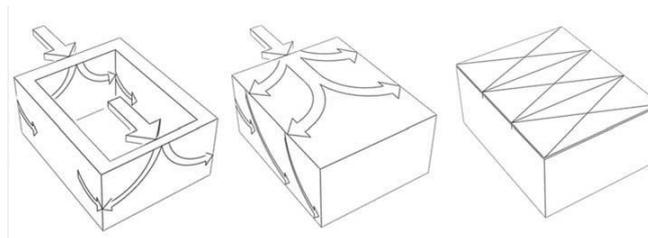


Figura 10 – Funcionamento do diafragma tradicional (Michiels, 2014)

Na Universidade de Aveiro (Figueiredo et al, 2013) foi desenvolvida uma solução de reforço sísmico para paredes em adobe já danificadas. Neste estudo, uma parede (escala real) de alvenaria de adobe, construída em forma de duplo-T, rebocada com argamassa de terra estabilizada com cal e pintada com leitada de cal (Figura 11), foi caracterizada e ensaiada considerando ações verticais permanentes com forças horizontais cíclicas de amplitude crescente.

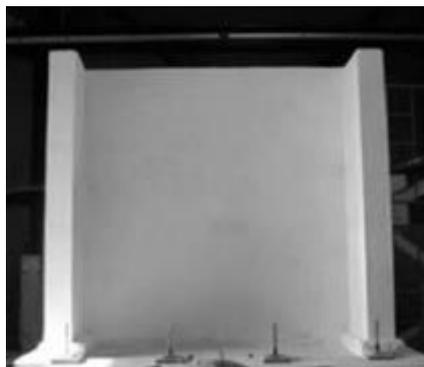


Figura 11 – Parede de alvenaria de adobe ensaiada por Figueiredo et al. (2013).

O comportamento da parede ensaiada foi frágil, tal como esperado para construções em adobe, onde o principal problema é a adesão entre a argamassa e os blocos. Posteriormente, a parede foi reparada com injeção das fendas com uma calda à base de pasta de cal hidráulica. Além disto, foi aplicada uma malha sintética e a parede foi rebocada com argamassa à base de cal, semelhante à parede original. Após a análise dos resultados, verificou-se que esta solução melhorou significativamente o desempenho sísmico da parede. Constatou-se um aumento da capacidade de resistência ao corte de 23,43%, a deformação máxima da parede triplicou, a capacidade de deformação e

ductilidade aumentou e observou-se uma menor degradação da resistência. Esta solução, para além dos seus resultados positivos, é uma solução sustentável e económica.

Na Universidade Autónoma do Estado do México, Noguez e Navarro (2015) realizaram um estudo de reparação e reforço para paredes em adobe, tal como referido por Figueiredo et al (2013). Foram construídos modelos usando adobes tradicionais e tijolos industriais, em que os últimos foram reforçados com betão na parte superior e lateral. As paredes foram testadas simultaneamente sob cargas permanentes e cargas horizontais cíclicas. Os modelos de tijolos industriais apresentaram um desempenho significativamente maior do que os modelos tradicionais. Após a primeira série de testes, as paredes foram reparadas com um reboco à base de cimento e reforçado com uma malha sintética. Essas paredes foram novamente testadas em condições semelhantes, concluindo-se que as malhas sintéticas fornecem uma metodologia de reforço adequada, acessível e compatível com as tecnologias de construção usadas nos edifícios adobe.

A Universidade Católica do Peru (PUCP) também desenvolveu um programa experimental para estudar o reforço sísmico de edifícios em adobe usando malhas poliméricas, com o objetivo de evitar o colapso frágil das habitações de adobe e fornecer adaptação sísmica a monumentos históricos. Foram ensaiados vários modelos de habitações de adobe à escala real com dimensões semelhantes e diferentes quantidades de reforço de malha de plástico na mesa sísmica da PUCP. O modelo não reforçado sofreu uma rotura frágil, revelando a alta vulnerabilidade sísmica da construção tradicional de adobe. Todos os modelos reforçados apresentaram uma resposta sísmica adequada e, assim, demonstrou-se que é possível adaptar as estruturas de terra usando quantidades moderadas de malha de plástico colocadas estrategicamente (Blondet et al., 2006).

Existe uma técnica de reforço, também para paredes, designada “PP-band mesh” que consiste na aplicação de uma malha de fibra de resina polimérica de polipropileno em ambos os lados da parede (Figura 12) e amarrada por conectores para impedir o colapso imediato. Esta solução tem como finalidade impedir que os adobes se separem, podendo ocorrer o aparecimento de algumas fissuras (Sathiparan, 2015).



a)



b)

Figura 12 – Técnica de reforço PP-band mesh: a) Aplicação da malha na parede (pt.slideshare.net, 2016); b) Produção da malha (Umair, 2015)

Em resumo, cada vez existem mais estudos sobre reforço de estruturas de adobe novas ou existentes, principalmente em zonas de sismicidade relativamente perigosa, demonstrando a pertinência deste estudo.

CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARINA DE ADOBE

3.1. Introdução

No Capítulo 3 são descritos as características do solo utilizado neste estudo e os vários ensaios experimentais realizados. É também apresentado o método de produção dos adobes. No final do capítulo são descritos e discutidos os ensaios mecânicos realizados em adobes, na argamassa de junta utilizada e em provetes de alvenaria de adobe.

3.2. Caracterização do solo

Este subcapítulo apresenta de forma breve a caracterização do solo utilizado na campanha experimental. Note-se que uma caracterização detalhada do mesmo solo pode ser encontrada em Ribeiro (2015).

A caracterização aqui apresentada inclui análise granulométrica, equivalente de areia, limite de liquidez, ensaios de Proctor leve e pesado e ensaio de azul-de-metileno.

O solo com elevado teor em argila é o mais utilizado na construção em terra mas, por diversas limitações, o solo utilizado neste estudo é um solo local, da região do Minho (Guimarães), que resulta da decomposição de rochas graníticas.

3.2.1. Análise granulométrica

Este ensaio consiste na determinação quantitativa, por dimensões, das partículas que constituem a amostra do solo. Foi realizado conforme a norma LNEC E196, (1966) utilizando uma série de peneiros com diferentes malhas e na fase final foi feito o ensaio de sedimentação para partículas com diâmetro inferior a 0,075 mm permitindo assim determinar a adequabilidade do solo para a construção em terra.

O processo de peneiração para solos arenosos é normalmente realizado com o solo seco. Inicialmente foi efetuada a peneiração da amostra até se obter o solo retido no peneiro #10, sendo este considerado um conjunto de grãos grossos compostos por areia e cascalho, dependendo do diâmetro das partículas. O restante solo, passado no peneiro #10, foi devidamente esquadrelado até se obter uma fração de aproximadamente 100 g, tal como indica a especificação. De seguida, foram adicionados 100 ml de solução antifloculante à amostra, proporcionando uma melhor dispersão entre as partículas. A solução foi misturada num agitador elétrico durante um período de 15 minutos e, com auxílio do peneiro de 0,074 mm (peneiro #200), procedeu-se à peneiração da amostra húmida, transferindo todo o material passado para uma proveta. O material retido foi seco em estufa e a sua granulometria foi determinada via peneiração. No entanto, foi ainda necessário avaliar a quantidade de silte e o teor de argila contida na proveta com o material passado, que foi utilizada no ensaio de sedimentação, permitindo determinar a quantidade de partículas com diâmetro inferior a 0,075 mm. Assim, foi possível determinar a distribuição do tamanho de partículas do solo (granulometria), assim como, a adequabilidade do solo para a construção em adobe.

Através da análise da curva granulométrica da Figura 13 e da Tabela 2, conclui-se que este é um solo residual típico do Norte do País, apresenta uma curva bem graduada e tem uma granulometria extensa.

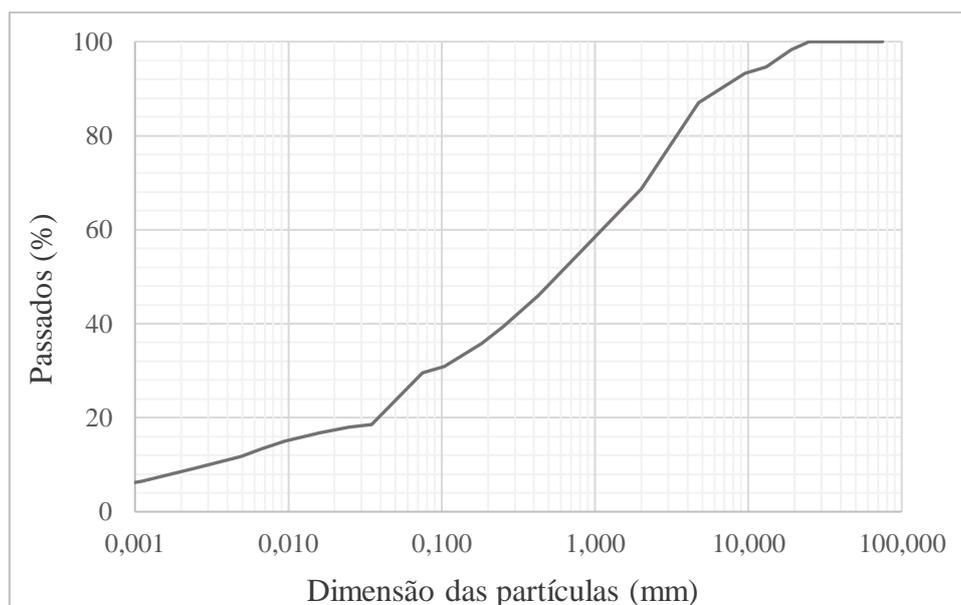


Figura 13 – Curva granulométrica do solo utilizado no programa experimental (Adaptado de Ribeiro, 2015).

Tabela 2 – Frações granulométricas do solo utilizado no programa experimental.

Análise granulométrica	Textura	Gravilha (> 2mm)	5,9 %
		Areia (0,06 a 2 mm)	55,2 %
		Silte (0,002 a 0,06 mm)	14,8 %
		Argila (> 0,002 mm)	8,6 %
Densidade das partículas		Peso específico	2,62 g/cm ³

Além de se avaliar a curva granulométrica obtida, esta foi também comparada com fusos granulométricos propostos por outros autores e que permitem definir a adequabilidade de um solo para a construção em adobe. Assim, a curva foi comparada com os fusos granulométricos propostos por Houben & Guillaud (2008) (Figura 14a) e pelo LNEC (1953) (Figura 14b).

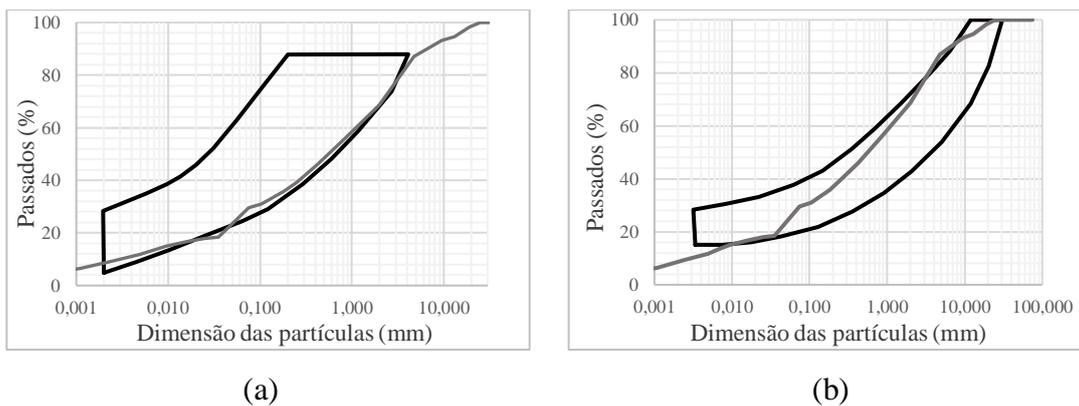


Figura 14 – Adequabilidade do solo para produção de adobe: (a) fuso granulométrico proposto por Houben & Guillaud (2008); (b) fuso granulométrico proposto por LNEC (1953) (Adaptado de Ribeiro, 2015).

Quando comparada a granulometria do solo utilizado com as envolventes de solos recomendados para produção em adobe, conclui-se que existe um grande déficit de argila no solo mas que não impossibilita a sua utilização para construção em adobe caso este seja corrigido. Por este motivo foi adicionada uma percentagem de 10% de caulino ao solo, o que permite que este adquira plasticidade suficiente para a moldagem dos adobes e que estes atinjam resistências mecânicas mais elevadas.

3.2.2. Limites de consistência

Os limites de consistência dos solos são teores de humidade que definem a mudança de estado dos solos. Os vários estados são sólido, semissólido, plástico e líquido.

Limite de liquidez

O limite de liquidez é o teor em água a partir do qual o solo se comporta como um líquido. De acordo com a norma portuguesa NP143, (1969), o comportamento do solo designa-se “fluído” quando sujeito a 25 pancadas na concha de Casa Grande. O gráfico com a reta resultante do ensaio pode ser observado na Figura 15. O resultado obtido para o limite de liquidez, ou seja, teor em água após 25 pancadas, foi de 34,9%.

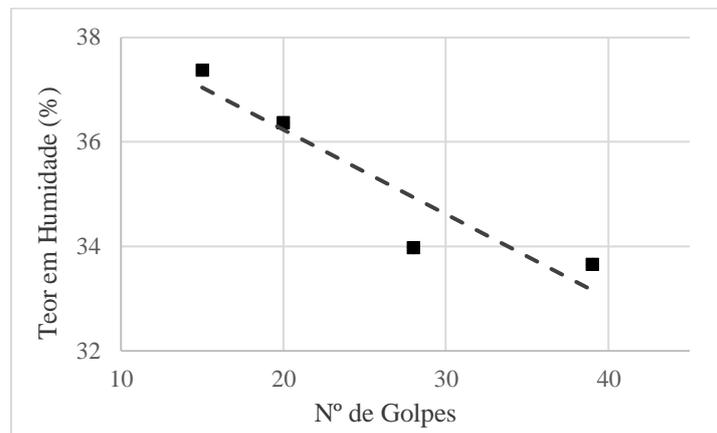


Figura 15 – Gráfico do ensaio de limite de liquidez (Adaptado de Ribeiro, 2015).

Limite de plasticidade

O ensaio para determinar o limite de plasticidade consiste em fazer rolar uma amostra húmida da parte fina do solo entre a palma da mão e uma placa de vidro, até que o filamento resultante rompa com 3 mm de diâmetro. Se o rolo se partir com menos de 3 mm, significa que este tem água a mais e o teste deve repetir-se com um teor em água inferior. Se o rolo quebrar com um diâmetro superior a 3 mm é necessário repetir o teste, mas agora com maior quantidade de água. Quando o filamento cilíndrico parte para um diâmetro de 3 mm, determina-se o respetivo teor em água, sendo este o valor do limite de plasticidade. No caso desta amostra de solo, 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.

3.2.3. Equivalente de areia

Este ensaio consiste na determinação da quantidade de areia existente numa amostra de solo com dimensões inferiores a 2mm, considerando as diferentes velocidades de deposição das partículas. O equivalente de areia é igual à relação volumétrica que corresponde à razão entre a altura da areia e a altura da suspensão argilosa de uma determinada quantidade de solo. No caso do solo utilizado, o valor obtido foi de 25%.

3.2.4. Ensaio azul-de-metileno

O ensaio de azul-de-metileno foi executado de acordo com a norma EN 933-9 (2002) e tem como objetivo a determinação da atividade das argilas contidas num solo, através da troca iónica entre os catiões existentes na superfície das partículas de tamanho inferior a 2mm.

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 grammas).

O valor de MB obtido para o solo utilizado foi de 5,6. Fabbri (1994) sugere um método para determinação da atividade de argilo-minerais em função do valor do azul-de-metileno e da percentagem de argila.

Após a interpretação do valor obtido, verifica-se que o solo tem pouca atividade, o que vai de encontro com os resultados da análise granulométrica e dos limites de consistência. A baixa atividade da argila contida num solo traduz-se em níveis plasticidade inferiores, bem como em materiais de terra com capacidade resistente mais reduzida.

3.2.5. Ensaio de Proctor

Com a finalidade de descobrir o teor ótimo de humidade compatível com uma dada baridade seca máxima do solo foram realizados os ensaios de Proctor Leve e de Proctor Pesado. Estes ensaios permitem definir a relação entre a baridade seca e o teor em água do solo após compactação a uma dada energia, em que este fator é a diferença entre os dois procedimentos. Neste caso a compactação leve é a mais importante visto que é a compactação mais próxima da utilizada na produção de blocos de adobe. O procedimento de ensaio utilizado baseia-se na especificação do LNEC E 197 (1967).

Na Figura 16 podem-se observar as curvas de compactação resultantes e na Tabela 3 os valores do teor em água ótimo e da baridade seca máxima correspondente. Esta informação é fundamental na produção de materiais de terra que envolvam compactação na sua produção, uma vez que a qualidade do material (em termos de resistência e durabilidade) depende destes parâmetros.

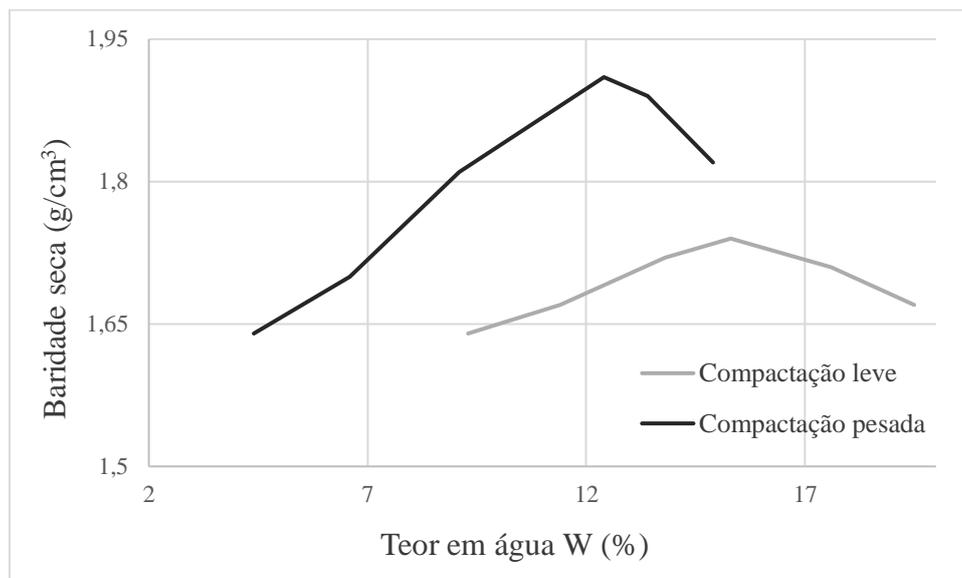


Figura 16 – Curvas de compactação obtidas dos ensaios de Proctor do solo utilizado (Adaptado de Ribeiro, 2015).

Tabela 3 – Resultados dos ensaios de Proctor do solo utilizado.

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

Analisando as curvas na Figura 16 verifica-se uma diminuição do teor em água ótimo da compactação leve em comparação com a compactação pesada e um aumento da baridade seca máxima. Logo, conclui-se que com o aumento da energia 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/cm³ e 1,76 g/cm³, para a mesma energia de compactação do Proctor leve. No caso do solo utilizado, o valor obtido é igual a 1,75 g/cm³, indicando que os materiais de terra produzidos com este solo poderão não conseguir propriedades mecânicas e de durabilidade adequadas. Por este motivo, decidiu-se estabilizar o solo para a produção de adobes com a adição de 10% (em volume) de cimento de Portland.

3.2.6. Estabilização do solo

A estabilização do solo é uma técnica que permite adaptar as características de um solo natural para o fim necessário, que neste caso foi necessária para a produção dos adobes. Tal como referido anteriormente com base nos resultados dos vários ensaios, verificou-se ser necessário adicionar cimento, como ligante, e argila, com o objetivo de obter propriedades semelhantes aos dos adobes produzidos no Irão. Só desta forma seria expectável que o desempenho mecânico da alvenaria estudada em laboratório fosse semelhante ao da alvenaria de adobe de Yazd. Tendo em consideração estas premissas e após testarem-se diferentes misturas à compressão, sob a forma de adobes (unidades) e prismas de alvenaria, em ensaios prévios, foi encontrada a composição mistura mais adequada a utilizar neste estudo, tal como definido na Tabela 4.

Tabela 4 – Composição da mistura utilizada na produção dos adobes (em peso).

Solo Peneirado ($\leq 5\text{mm}$)	Cimento	Caulino (argila)	Água
80%	10%	10%	Adicionada do acordo com a trabalhabilidade adequada para moldar os adobes, definida pelo pedreiro.

3.3. Produção dos adobes

O procedimento utilizado no fabrico dos adobes teve como base a técnica utilizada na cidade de Yazd, no Irão, com o propósito de construir arcos que representassem o melhor possível as habitações típicas da cidade. Os adobes foram produzidos manualmente com as propriedades similares aos utilizados nas edificações históricas de Yazd, tal como referido na secção anterior.

O procedimento de produção dos adobes consistiu na moldagem manual da mistura em moldes de madeira, após a qual foram imediatamente desmoldados e colocados a curar. O molde utilizado (Figura 17) permitiu produzir 8 blocos de cada vez à escala reduzida 1/3, como dimensões de 90mm x 65mm x 20mm.



Figura 17 – Molde de madeira utilizado na produção dos adobes.

Numa primeira fase foi produzida a mistura para produção dos blocos de adobe, começando-se por criar uma mistura homogénea de solo, cal e cimento, adicionando a água gradualmente, até se obter uma consistência que permitisse uma moldagem adequada dos adobes (Figura 18).

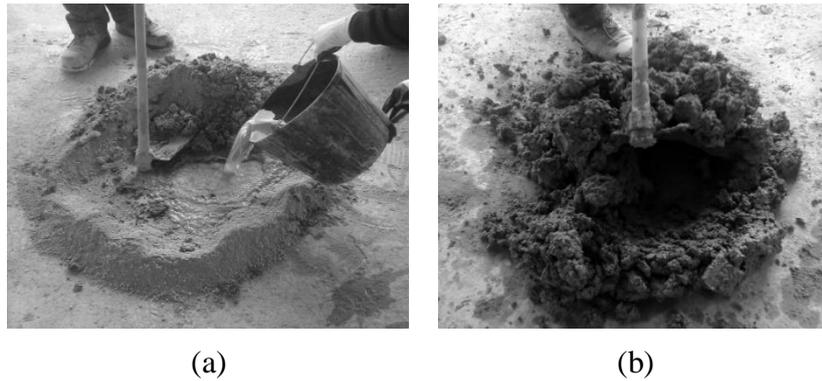


Figura 18 – Produção da mistura para produção dos adobes: (a) adição gradual de água; (b) homogeneização da mistura.

Seguidamente, procedeu-se ao preenchimento dos moldes por compressão manual. Os moldes foram previamente revestidos com película plástica de forma a impedir a adesão da mistura aos mesmos. Com a finalidade de preencher todos os espaços sem exercer uma compressão exagerada a mistura foi projetada verticalmente (ver Figura 19a), sendo comprimida manualmente com recurso a uma colher de pedreiro (Figura 19b) e alisada na superfície livre (Figura 19c).

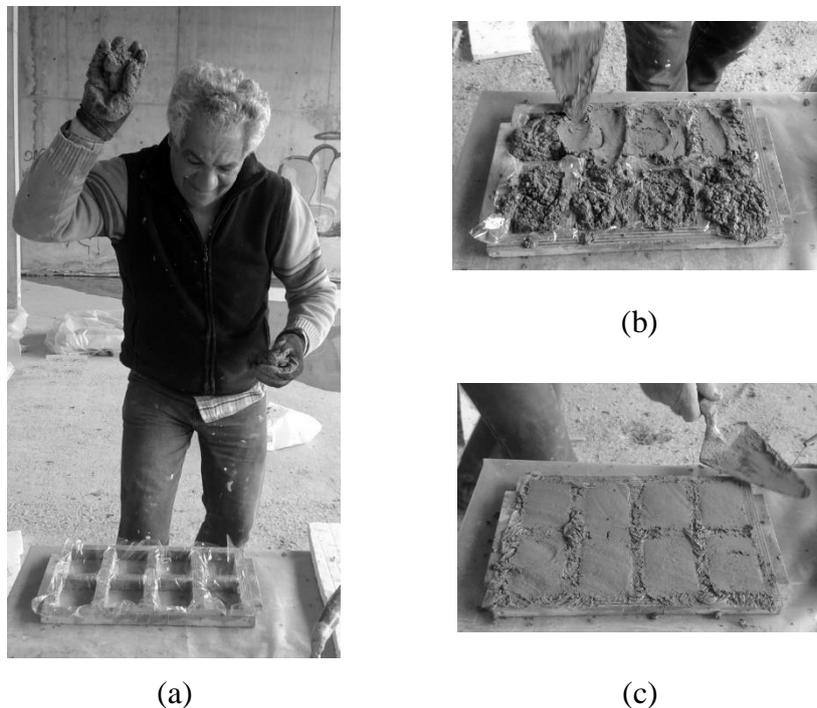


Figura 19 – Moldagem dos adobes: (a) Projeção vertical da mistura, no sentido descendente; (b) compressão da mistura com colher de pedreiro; (c) alisamento da superfície.

A etapa seguinte consistiu na desmoldagem, rodando o molde e exercendo alguma pressão seguida de agitação para os blocos “caírem” (Figura 20a). Por fim, retirou-se a película de plástico (Figura 20b) e posicionaram-se os adobes para a fase de cura.

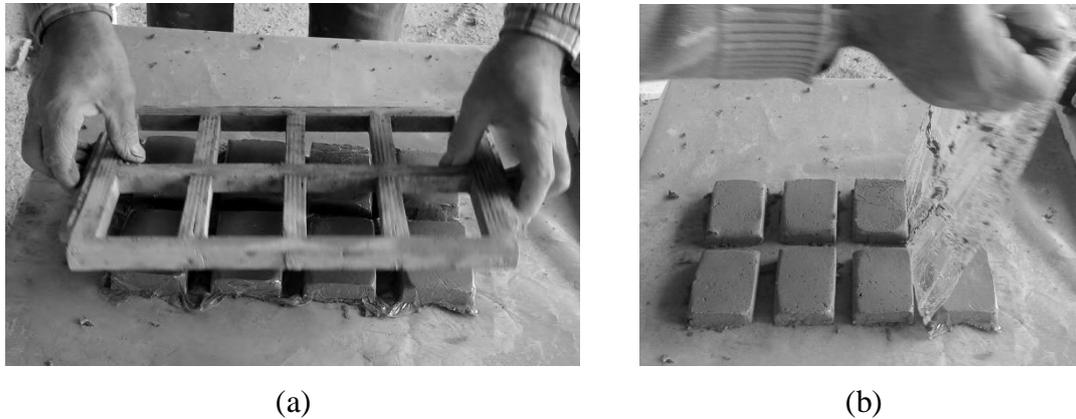


Figura 20 – Desmoldagem dos adobes: (a) rotação e agitação do molde; b) remoção da película de plástico.

Os adobes foram cobertos por um plástico durante a sua cura, e após 7 dias da moldagem foram movidos para uma caixa de madeira onde permaneceram armazenados e cobertos pelo plástico (ver Figura 21). Assim está finalizada a produção dos blocos de adobe para a construção dos arcos com arquitetura típica representativa dos edifícios no Irão.

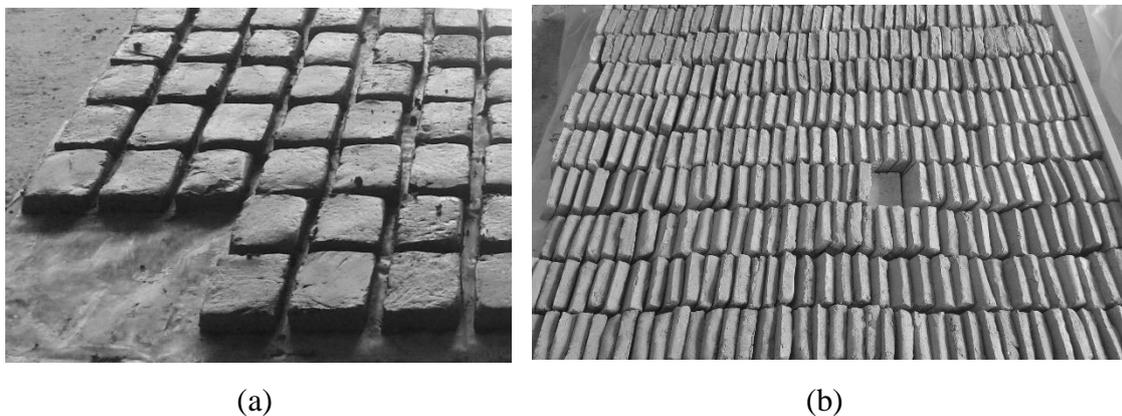


Figura 21 – Cura dos adobes: (a) primeiros 7 dias; (b) armazenamento após 7 dias de idade.

3.4. Caracterização mecânica

Antes da construção dos arcos em adobe foram realizados vários ensaios dos materiais utilizados de forma a avaliar as propriedades mecânicas dos mesmos. Para obter a

resistência à compressão e o módulo de elasticidade foram ensaiadas provetes de adobe sob a forma de cilindros. Provetes das argamassas de junta também foram testados, avaliando-se a sua resistência à compressão e flexão. Finalmente, caracterizou-se o comportamento à compressão da alvenaria de adobe através de ensaios de compressão em prismas.

3.4.1. Adobes

A mistura utilizada na produção dos adobes foi caracterizada através do ensaio à compressão de 6 provetes cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm, preparados durante a produção. Note-se que esta geometria foi selecionada de forma a obter-se uma razão altura-diâmetro de 2, com o objetivo de se avaliar a resistência à compressão uniaxial e o módulo de elasticidade.

Preparação dos provetes

Na Figura 22 pode-se observar a preparação dos provetes de adobe ensaiados. Inicialmente, realizou-se a limpeza e lubrificação dos moldes e de seguida o seu preenchimento com a argamassa. A desmoldagem foi realizada ao fim de 7 dias de idade e a cura processou-se nas mesmas condições dos adobes, uma vez que os provetes foram armazenados junto destes. Os provetes foram ensaiados com uma idade de cerca de 6 meses, apresentando uma massa volúmica de cerca de 1500 kg/m^3 .



(a)



(b)

Figura 22 – Preparação dos provetes de adobe: (a) moldes metálicos; (b) moldagem dos provetes.

Procedimentos de ensaio

O ensaio dos provetes de adobe foi realizado em controlo monotónico do deslocamento axial com velocidade de $4 \mu\text{m/s}$ (ver Figura 23), aplicado por um atuador servo-controlado com capacidade de 25 kN. As deformações axiais dos provetes foram monitorizadas durante o ensaio com o auxílio de 3 LVDTs (“*Linear Variable Differential Transformer*”) dispostos radialmente (a 120°) e fixos entre o terço central dos provetes.

Resultados e discussão

Através deste ensaio foi possível obter, para cada provete, a resistência à compressão, o módulo de elasticidade e a curva tensão-extensão. Para determinar o módulo de elasticidade de cada argamassa face à não linearidade do seu comportamento foi analisado o conjunto de valores, entre 5%-30% da tensão máxima.



Figura 23 – Esquema do ensaio de compressão dos provetes de adobe.

Após análise de resultados verificou-se que a média de resistência à compressão foi de 1,2 MPa e do módulo de elasticidade de 422 MPa. Comparando estes valores com os estudos de alguns autores, nomeadamente Silveira (2012) e Pereira (2008), conclui-se que os resultados da resistência à compressão são bastante semelhantes, mas por outro lado o módulo de elasticidade é muito diferente, apesar de os resultados se encontrarem dentro dos intervalos de valores destes estudos. Os resultados podem ser visualizados e comparados na Tabela 5.

Pela forma das curvas tensão-extensão dos provetes é possível avaliar o comportamento dos adobes, verificando-se um comportamento altamente não linear (ver Figura 24). Pode-se visualizar que os valores de resistência dos ensaios da primeira série (cilindros 1, 2 e 3) foram superiores aos da segunda série (cilindros 4,5 e 6). Isto pode dever-se ao facto de o método de preparação dos provetes ter sido um pouco diferente. Devido a alguns problemas técnicos, relacionadas com as medições registadas pelos LVDTs, apenas foi possível obter parte da curva do cilindro 5.

Tabela 5 – Resultados dos ensaios de compressão dos adobes.

	Dimensões [mm]	Resistência à Compressão [MPa]	Módulo de Elasticidade [MPa]
Cilindro 1	Ø100×200	0,95	349
Cilindro 2	Ø100×200	0,95	455
Cilindro 3	Ø100×200	0,96	369
Cilindro 4	Ø100×200	1,46	656
Cilindro 5	Ø100×200	1,49	-
Cilindro 6	Ø100×200	1,42	703
Média (CV)	-	1,2 (23%)	422 (60%)
Silveira (2012)	-	0,95 (intervalo 0,66 – 2,15)	186 (intervalo 51 – 448)
Pereira (2008)	-	0,9 (intervalo 0,5 – 3)	153,95 (intervalo 93 – 447,5)

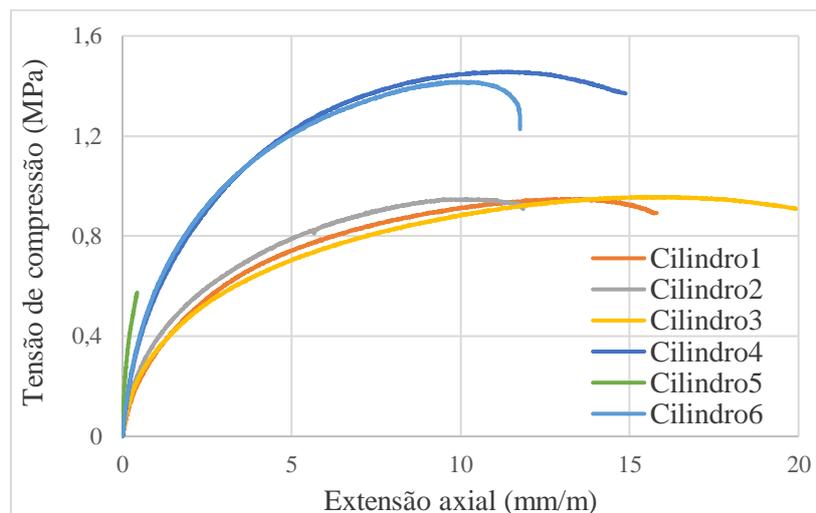


Figura 24 – Curvas tensão de compressão- extensão axial dos provetes de adobe.

Observou-se ainda que os modos de rotura dos provetes em geral ocorreram por abertura de uma fenda diagonal principal (ver Figura 25).



Figura 25 – Modo de rotura dos provetes de adobe.

3.4.2. Argamassa de junta

A composição da argamassa de junta foi definida de forma a apresentar propriedades mecânicas ligeiramente inferiores às dos adobes, pelo que não foi utilizado cimento na sua composição. Assim, a argamassa de junta foi composta por 87% de solo e 13% de caulino.

Preparação dos provetes

Para caracterização mecânica da argamassa foram preparados 4 conjuntos de três provetes de acordo com a norma EN 1015-11 (CEN, 1999) retirando-se amostras aleatórias durante a fase de construção dos arcos. Inicialmente, os moldes foram limpos e lubrificados com óleo. O passo seguinte foi o enchimento do molde com a argamassa, sem compactação, apenas retirando o excesso e alisando com a colher de pedreiro. Após 1 ou 2 dias de cura a temperatura ambiente, procedeu-se ao desmolde dos provetes.

Procedimento de ensaio

Os provetes prismáticos obtidos foram ensaiados à flexão e a compressão também de acordo com a norma EN 1015-11 (CEN, 1999) com aproximadamente 60 dias de idade e

com uma massa volúmica de cerca de 1440 kg/m³. Como as argamassas de terra apresentam uma resistência muito baixa, foi utilizado o controlo por deslocamento nos dois ensaios, utilizando uma velocidade de 5 µm/s no caso dos ensaios à flexão e uma velocidade de 25 µm/s no caso dos ensaios à compressão.

Primeiramente ensaiou-se os provetes à flexão, sendo a distância entre os apoios de aproximadamente 100 mm e a aplicação da carga entre os mesmos (Figura 26).



Figura 26 – Ensaio à flexão dos provetes de argamassa de junta.

A resistência à flexão, f , foi determinada tendo por base a geometria do provete e a configuração do ensaio, através da seguinte equação:

$$f = 1,5 \frac{Fl}{bd^2} \quad (2)$$

Onde:

- * F é a carga máxima aplicada;
- * l é a distância entre apoios;
- * b é a largura do provete;
- * d é a altura do provete.

O equipamento utilizado nestes ensaios foi a prensa automática *LR 50K Plus* da *LLOYD instruments*® do Laboratório de Materiais de Construção, com recolha automática dos dados durante o ensaio. Em seguida realizaram-se os ensaios de compressão, estando agora cada provete dividido em duas partes como resultado dos ensaios de flexão. A posição dos provetes e a área de aplicação do carregamento (aproximadamente 40x40 mm²) podem ser visualizadas na Figura 27.



Figura 27 – Ensaio à compressão dos provetes de argamassa de junta.

A resistência à compressão, f_c , é determinada através da seguinte equação:

$$f_c = \frac{F_c}{A} \quad (3)$$

onde:

- * F_c é a carga máxima aplicada;
- * A é a área da secção carregada.

Resultados e discussão

Verifica-se que a resistência à compressão é aproximadamente 3 vezes a resistência à flexão. Comparando estes valores com os resultados das argamassas, também produzidas à base de terra mas com uma percentagem de argila bastante superior, estudadas em Barroso (2016), verifica-se que estes são muito baixos.

Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 6 e Tabela 7, em termos de resistência à flexão e de resistência à compressão, respetivamente.

Tabela 6 – Resultados dos ensaios à flexão da argamassa de junta.

	Dimensões [mm]	Resistência à Flexão [MPa]
Prisma 1	40×40×160	0,19
Prisma 2	40×40×160	0,24
Prisma 3	40×40×160	0,21
Prisma 4	40×40×160	0,21
Prisma 5	40×40×160	0,22
Prisma 6	40×40×160	0,23
Prisma 7	40×40×160	0,19
Prisma 8	40×40×160	0,18
Prisma 9	40×40×160	0,21
Prisma 10	40×40×160	0,23
Prisma 11	40×40×160	0,13
Prisma 12	40×40×160	0,24
Média (CV)	-	0,21 (15%)
Barroso (2016)	-	0,6

Tabela 7 – Resultados dos ensaios à compressão da argamassa de junta.

		Dimensões [mm]	Resistência à Compressão [MPa]
Prisma 1	A	40×40×80	0,63
	B	40×40×80	0,71
Prisma 2	A	40×40×80	0,71
	B	40×40×80	0,68
Prisma 3	A	40×40×80	0,68
	B	40×40×80	0,70
Prisma 4	A	40×40×80	0,76
	B	40×40×80	0,63
Prisma 5	A	40×40×80	0,75
	B	40×40×80	0,68
Prisma 6	A	40×40×80	0,70
	B	40×40×80	0,74
Prisma 7	A	40×40×80	0,73
	B	40×40×80	0,65
Prisma 8	A	40×40×80	0,73
	B	40×40×80	0,68
Prisma 9	A	40×40×80	0,74
	B	40×40×80	0,71
Prisma 10	A	40×40×80	0,68
	B	40×40×80	0,72
Prisma 11	A	40×40×80	0,74
	B	40×40×80	0,75
Prisma 12	A	40×40×80	0,70
	B	40×40×80	0,79
Média (CV)	-	-	0,71 (6%)
Barroso (2016)	-	-	1,1

3.4.3. Alvenaria

Com o objetivo de caracterizar o comportamento à compressão da alvenaria dos arcos, foram contruídos 3 provetes prismáticos representativos com dimensões aproximadas de $220 \times 100 \times 120 \text{ mm}^3$.

Preparação dos provetes

A construção dos prismas de alvenaria de adobe é ilustrada na Figura 28. A secagem dos prismas processou-se durante 60 dias em condições ambiente do interior do laboratório, atingindo uma massa volúmica de cerca 1460 kg/m^3 .



(a)



(b)

Figura 28 – Proveste de alvenaria de adobe: (a) em construção; (b) provete final.

Procedimento de ensaio

Os provetes foram ensaiados à compressão em controlo de deslocamento com velocidade constante de $5 \mu\text{m/s}$. Utilizaram-se 3 LVDTs, um horizontal e dois verticais, para monitorização das deformações ao longo do ensaio (Figura 29).



Figura 29 – Esquema de ensaio dos prismas de alvenaria de adobe ensaiados à compressão.

Resultados e discussão

Os resultados dos ensaios, nomeadamente a resistência à compressão e o módulo de elasticidade, são apresentados na Tabela 8 e podem ser mais claramente comparados na Figura 30 em termos de curvas tensão-extensão. Por razões técnicas relacionadas com perda da leitura dos LVDTs e/ou ocorrência de fendilhação dos provetes, não foi possível obter as curvas tensão-extensão até ao valor de pico para a maioria dos prismas. Comprando os resultados com os ensaios realizados por Pereira (2008), conclui-se que estes provetes de alvenaria demonstraram uma resistência à compressão bastante mais reduzida.

Tabela 8 – Resultados dos ensaios de compressão dos prismas de alvenaria de adobe.

	Dimensões [mm]	Resistência à Compressão [MPa]	Módulo de Elasticidade [MPa]
Prisma 1	220×100×120	0,68	689
Prisma 2	220×100×120	0,75	507
Prisma 3	220×100×120	0,87	231
Média (CV)	-	0.77 (12%)	542 (24%)
Pereira (2008)	170x170x100	1,16	231

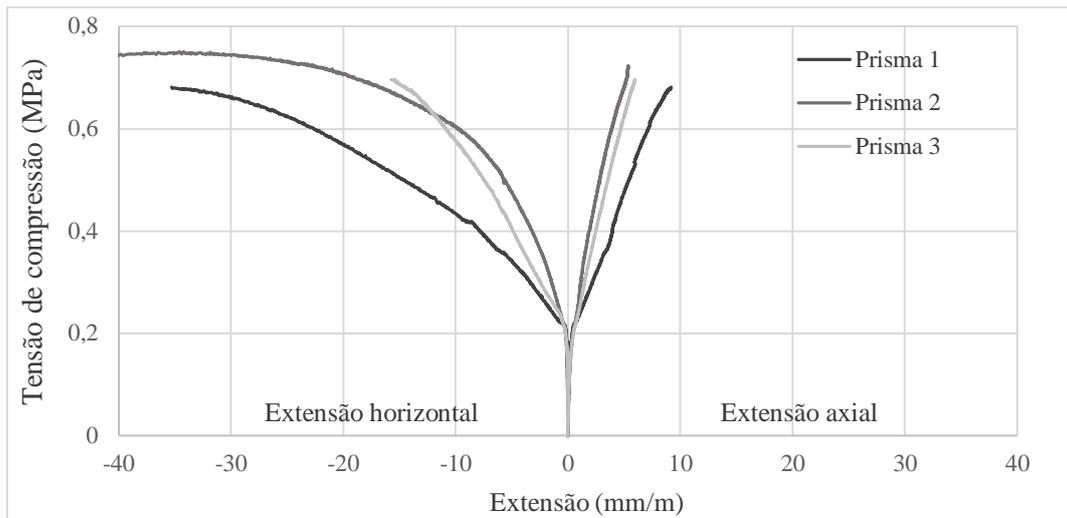


Figura 30 – Curvas tensão-extensão dos prismas de alvenaria de adobe.

O modo de rotura destes ensaios é caracterizado pelo destacamento das fiadas de adobes periféricas, o que demonstra que argamassa de assentamento não promove uma ligação perfeita entre as fiadas de adobe (ver Figura 31).



Figura 31 - Modo de rotura dos provetes de alvenaria.

3.5. Conclusões

O solo da região do Minho, utilizado para a produção dos adobes, no seu estado natural não é apropriado para a construção em terra. No entanto, como demonstrado anteriormente, foram utilizados cimento e caulino para promover a ligação entre as partículas, e aumentar

a quantidade de finos respectivamente, e assim produzir adobes com propriedades semelhantes aos produzidos no Irão.

Neste capítulo também se apresentaram os ensaios realizados em provetes cilíndricos de adobe, em provetes prismáticos de argamassa de junta e em provetes de alvenaria de adobe.

Nos ensaios à compressão dos provetes cilíndricos de adobe, dos prismas de argamassa de junta e da alvenaria de adobe a resistência à compressão obtida foi de 1,2 MPa, 0,71 MPa e 0,77 MPa, respetivamente. Nos ensaios à flexão dos prismas, a resistência foi de 0,21 MPa.

Conclui-se que estes valores, no caso dos provetes prismáticos de argamassa de junta e dos provetes de alvenaria de adobe, foram relativamente baixos quando comparados com outros estudos. Por outro lado os resultados da resistência à compressão dos provetes cilíndricos foram bastantes semelhantes quando comparados com estudos anteriores.

CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DE REFORÇO

4.1. Introdução

Neste capítulo são descritos os vários ensaios mecânicos realizados para caracterização dos elementos de reforço, nomeadamente da argamassa utilizada e de malhas de reforço seleccionadas do mercado local. No final de cada secção são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios experimentais.

4.2. Argamassa de reboco

A argamassa utilizada no reforço é uma mistura de terra estabilizada, sendo desta forma compatível, química e mecanicamente, com a alvenaria de adobe. As percentagens dos diferentes componentes, em peso, são 80% de solo peneirado (< 2 mm), 10% de caulino e 10% de cal hidráulica (Cal hidráulica natural HL 5 da marca CIMPOR).

O método de preparação e o procedimento de ensaio estão descritos mais detalhadamente no Capítulo 3, na caracterização mecânica da argamassa de junta.

4.2.1. Preparação dos provetes

Os provetes foram preparados utilizando moldes metálicos com dimensões de $40 \times 40 \times 160$ mm³, tendo sido preparados 3 provetes por arco, de acordo com a norma EN 1015-11 (CEN, 1999). Os provetes foram ensaiados com 90 dias de idade.

4.2.2. Procedimento do ensaio

Todo o procedimento, equipamento e velocidade utilizados estão apresentados com detalhe no Capítulo 3. Contudo, primeiramente ensaiaram-se os provetes à flexão, tal como pode ser visualizado na Figura 32.



Figura 32 – Ensaio à flexão dos provetes de argamassa de reforço.

Com as duas metades dos provetes prismáticos resultantes do ensaio à flexão (Figura 33a), seguidamente procedeu-se ao ensaio à compressão (Figura 33b).



(a)



(b)

Figura 33 – Ensaio à compressão dos provetes de argamassa de reforço: (a) Metade do provete prismático; (b) Decorrer do ensaio

4.2.3. Resultados e discussão

Os resultados dos ensaios à flexão e à compressão podem ser visualizados na Tabela 9 e podem ser comparados mais claramente na Figura 34.

Tabela 9 – Resultados dos ensaios de flexão e compressão da argamassa de reforço.

Materiais	Arco	Dimensões	Resist. à Flexão	Resist. à Compressão	Massa Volúmica
Argamassa de reforço (prismas)	VUN1	40×40×160 [mm ³]	0,22 [MPa]	0,57 [MPa]	1374 [kg/m ³]
	VUN2	40×40×160 [mm ³]	0,21 [MPa]	0,54 [MPa]	1348 [kg/m ³]

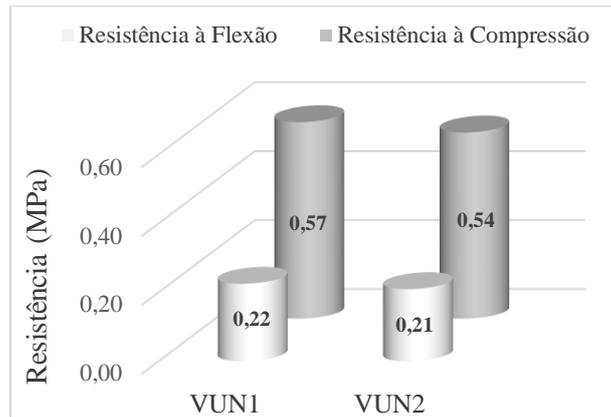


Figura 34 – Comparação da resistência das argamassas

Note-se que o valor de resistência à flexão obtido foi de aproximadamente 50% do valor correspondente de resistência à compressão. Os valores de resistência foram muito semelhantes aos resultados obtidos nos ensaios da argamassa de reboco utilizada no estudo experimental apresentado por Varum et al. (2010), sendo estes de 0,47 MPa e 0,26 MPa para a resistência à compressão e à flexão, respetivamente. Quando comparados com os ensaios mecânicos descritos no capítulo anterior, nomeadamente da argamassa de junta e dos adobes, a resistência à flexão é muito semelhante, enquanto que a resistência à compressão é bastante mais baixa. Em comparação com os adobes este valor é bastante mais baixo devido ao facto desta mistura possuir cal hidráulica em vez de cimento na sua constituição. Em comparação com a argamassa de junta destaca-se que o endurecimento da cal hidráulica é bastante mais lento.

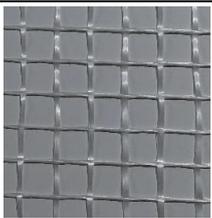
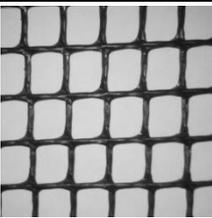
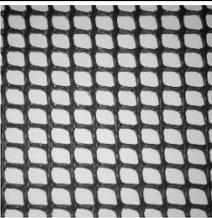
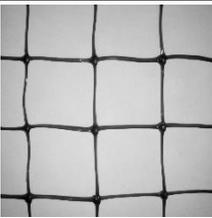
4.3. Malhas de reforço

Nesta fase foram realizados ensaios mecânicos de vários tipos de malhas de baixo custo e disponíveis no mercado local. A utilização de uma malha de reforço tem como objetivo a redistribuição de esforços e o aumento da ductilidade do arco. Os critérios de seleção

das malhas foram baixo custo, fácil aplicação e compatibilidade mecânica e química com o adobe. Após o levantamento dos diferentes tipos de malhas procedeu-se ao estudo do comportamento das mesmas à tração, avaliando-se também o parâmetro custo/resistência, de forma a encontrar a solução mais favorável. A caracterização mecânica das malhas foi realizada através de ensaios de tração direta em provetes de malha não impregnada.

O levantamento das malhas foi realizado em Barcelos e em Braga. A malha de fibra de vidro A1 foi recolhida em Barcelos e as malhas plásticas A2, A3 e A4 foram recolhidas em Braga. Na Tabela 10 podem ser observadas as redes recolhidas e as respetivas características, sendo que algumas das características apresentadas são definidas de acordo com duas direções ortogonais, correspondendo a direção x à direção longitudinal e y à direção transversal. No Anexo I podem ser observadas as fichas técnicas correspondentes a cada malha, elaboradas a partir deste estudo.

Tabela 10 – Características das malhas estudadas.

Material	Descrição	Imagem	Designação	Custo (€/m²)
Fibra de Vidro	Cor branca 8 × 9 mm ²		A1	0,85
Plástico	Cor verde 9 × 11 mm ²		A2	2,80
	Cor verde 4,5 × 4,5 mm ²		A3	4,89
Nylon	Cor preta 16 × 16 mm ²		A4	0,89

4.3.1. Preparação dos provetes

Para cada tipo de malha foram preparados 6 provetes, sendo que 3 correspondiam à direção transversal e 3 à direção longitudinal. Na fase inicial as malhas foram cortadas em faixas de aproximadamente $100 \times 400 \text{ mm}^2$ (Figura 35a), sendo posteriormente coladas 2 chapas metálicas ($50 \times 120 \text{ mm}^2$) em cada extremidade de forma a proteger os provetes quando as amarras fossem apertadas (Figura 35b). Posto isto, as dimensões livres da malha seca de cada provete foram de cerca de $100 \times 300 \text{ mm}^2$. O material utilizado na colagem das chapas foi um adesivo estrutural à base de resina epóxi. Com o objetivo de evitar esforços de torção durante o ensaio todas as chapas foram cuidadosamente niveladas e o período de secagem da cola foi, no mínimo, de 24h (Figura 35c).

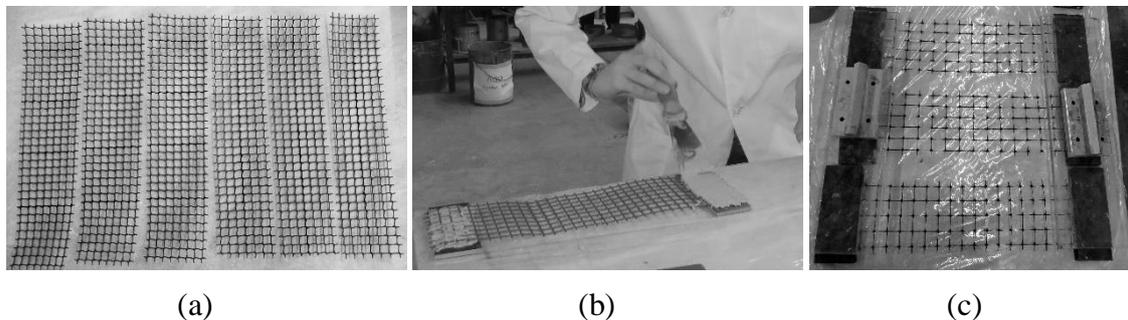
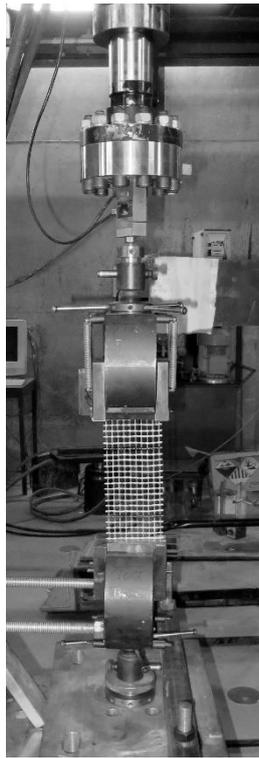


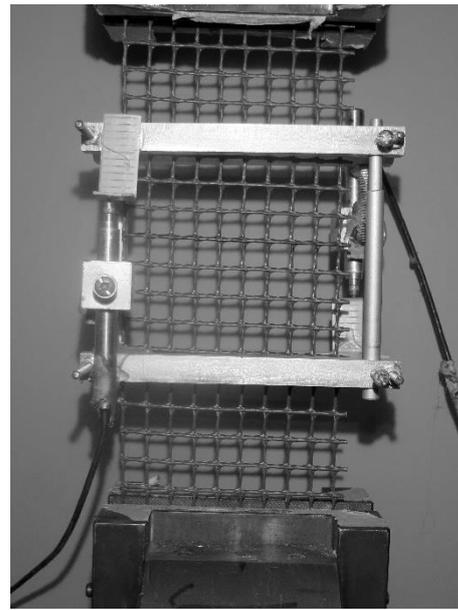
Figura 35 – Preparação dos provetes para os ensaios de tração em malhas secas: (a) corte das faixas de malha; (b) colagem das chapas metálicas nas extremidades de cada faixa; (c) endurecimento do adesivo.

4.3.2. Procedimento de ensaio

O ensaio de tração das malhas não impregnadas foi realizado seguindo o procedimento da norma ASTM D6637 (2011). Foi utilizado um pórtico de reação com uma amarra fixa, equipado com um atuador servo-controlado com uma amarra acoplada, no qual foi instalada uma célula de carga com capacidade de 10 kN (Figura 36a). As deformações dos provetes durante os ensaios foram medidas através do movimento sofrido pelo atuador e com auxílio de um dispositivo com 2 LVDTs acoplados, fixo a meio da faixa de malha num comprimento de 100 mm (Figura 36b). A utilização deste último dispositivo teve como objetivo determinar de forma mais rigorosa as deformações sofridas pelos provetes durante o respetivo ensaio.



(a)



(b)

Figura 36 – Ensaio de tração em malhas secas: (a) esquema do ensaio; (b) dispositivo utilizado para medição das deformações dos provetes.

Os ensaios de tração foram executados com a aplicação de um carregamento monotónico em controlo de deslocamento. Visto que as malhas são de materiais diferentes e que as suas capacidades de deformação são bastante diferentes, as velocidades utilizadas em cada ensaio foram também distintas. A malha A1 foi submetida a uma velocidade de ensaio de $10 \mu\text{m/s}$, as malhas A2 e A3 a uma velocidade de $50 \mu\text{m/s}$ e a malha A4 a uma velocidade de $100 \mu\text{m/s}$. Note-se que a definição das velocidades de ensaio tiveram por base uma série de ensaios preliminares e que o tempo de cada ensaio deveria ser entre 15 a 20 min.

4.3.3. Resultados e discussão

Durante os ensaios preliminares notou-se que o dispositivo para medição de deformações danificava os provetes das malhas A1 e A3 (Figura 37), condicionando os resultados, pelo que se decidiu não se utilizar este dispositivo nos ensaios destas malhas.

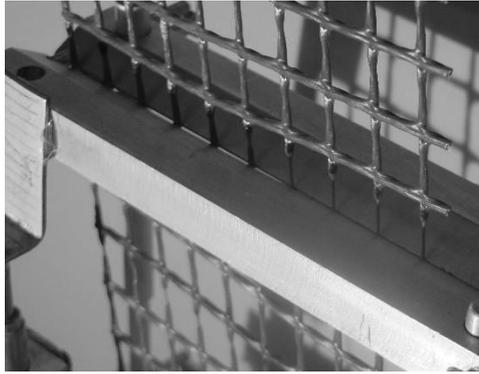


Figura 37 – Provette danificado durante o ensaio.

Nas malhas A2 e A4 o dispositivo foi utilizado e serviu para validar os deslocamentos medidos pelo atuador. Esta validação foi verificada comparando os deslocamentos medidos pelos LVDTs com o deslocamento medidos pelo atuador (Figura 38), constatando-se que o erro de medição é desprezável. Tendo em conta esta verificação apenas foram considerando os deslocamentos medidos pelo atuador do equipamento na análise de resultados.

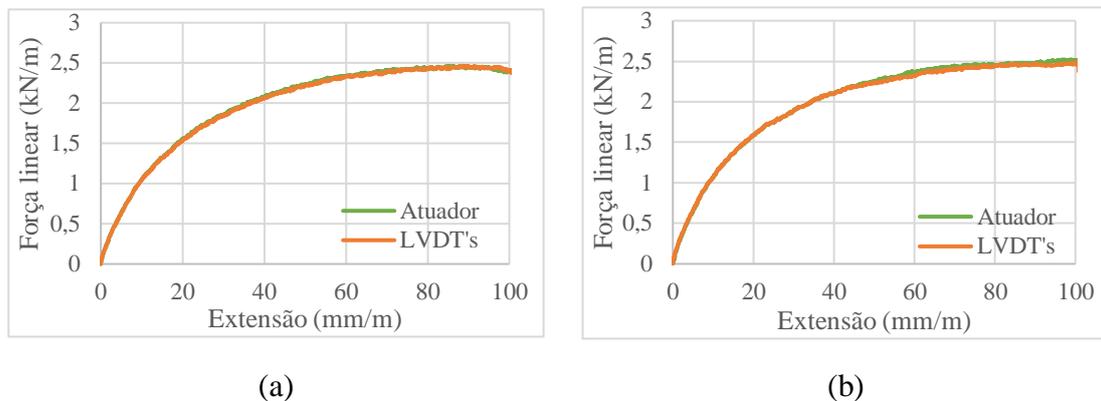


Figura 38 – Comparação das extensões obtidas pelo atuador e pela média dos LVDTs do dispositivo de medição: (a) Malha A2; (b) Malha A3.

Foi analisada a força linear máxima e o módulo de elasticidade para cada malha. O módulo de elasticidade foi calculado para um intervalo da curva força linear – extensão de cada provete por correlação linear, sendo este 10%-30% da força linear máxima. Note-se que em todos os casos considerados o valor do coeficiente de determinação (r^2) foi superior a 0,95. Os resultados obtidos são apresentados por malha sendo posteriormente realizada a comparação das mesmas.

Malha A1

As curvas força linear – extensão para a direção x e a direção y e o modo de rotura da malha A1 podem ser visualizados na Figura 39. Verifica-se que o valor médio da força linear máxima na direção x é superior ao da direção y, sendo os valores médios 16,8 kN/m e 12,2 kN/m, respetivamente. Pode-se observar um comportamento praticamente elástico linear até ser atingida a força máxima na direção x, enquanto na direção y as curvas parecem apresentar algum ajuste, provavelmente relacionado com o relaxamento de algumas das fibras do provete no início do ensaio. Além disto, num dos provetes parece ter ocorrido rotura prematura de alguma das fibras que compõem os filamentos da malha. Depois de atingida a força máxima ocorreram roturas consecutivas das fibras de cada filamento da malha na direção do ensaio, às quais correspondeu uma redução acentuada da força linear. Em relação ao modo de rotura, observou-se que este começou com a rotura de fibras na direção do ensaio, que deslocaram as fibras ortogonais. Conclui-se que a rotura das fibras ocorreu principalmente nas zonas próximas das ancoragens.

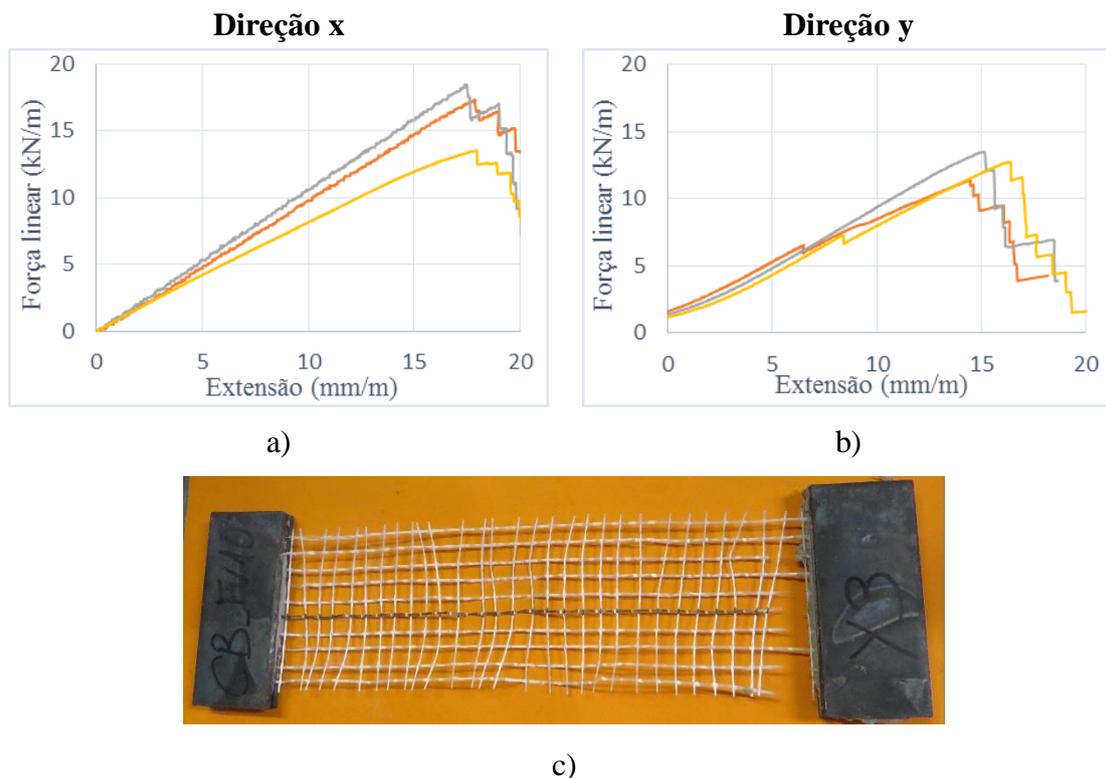


Figura 39 – Resultados dos ensaios da malha A1: (a) curvas força linear-extensão na direção x; (b) curvas força linear-extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.

Malha A2

As curvas força linear – extensão para a direção x e a direção y e o modo de rotura da malha A2 podem ser visualizados na Figura 40. Verifica-se que os valores médios da força linear máxima na direção x e na direção y são muito próximos, sendo 2,2 kN/m e 2,5 kN/m, respetivamente. Na análise das curvas força linear – extensão de ambas as direções verifica-se que o comportamento à tração da malha em fase pré-pico é claramente não linear. Após a carga máxima, a malha apresenta uma plastificação contínua das fibras, não se observando a rotura das mesmas, destacando-se a sua enorme capacidade de deformação.

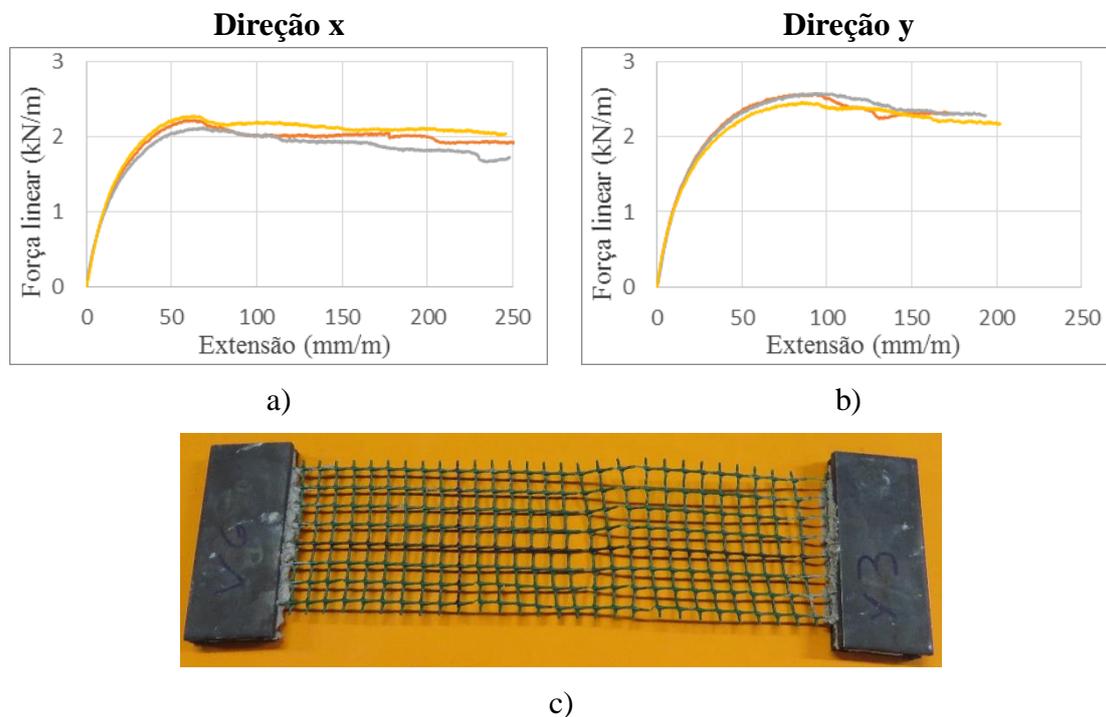


Figura 40 – Resultados dos ensaios da malha A2: (a) curvas força linear-extensão na direção x; (b) curvas força linear-extensão na direção y; (c) modo de rotura típico

Malha A3

As curvas força linear – extensão para a direção x e a direção y e o modo de rotura da malha A3 podem ser observados na Figura 41. Verifica-se que os valores médios da força linear máxima na direção x e na direção y são muito semelhantes, sendo 2,5 kN/m e 2,1 kN/m, respetivamente. Pode-se observar que em ambas as direções o comportamento à tração da malha é altamente não linear, assim como na malha anterior. À semelhança

da anterior, esta malha também apresenta elevada capacidade de deformação, onde após a força de pico ocorre plastificação contínua das fibras sem ocorrer de rotura das mesmas.

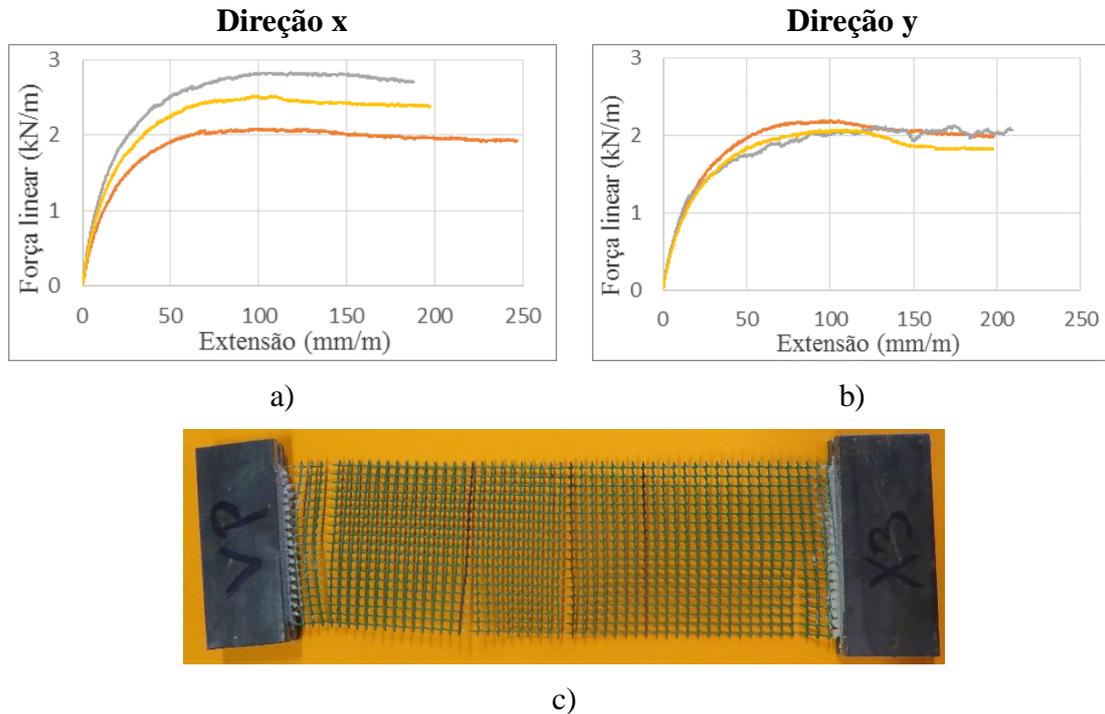


Figura 41 – Resultados dos ensaios da malha A3: (a) curvas força linear-extensão na direção x; (b) curvas força linear-extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.

Malha A4

A Figura 42 apresenta os resultados obtidos nos ensaios realizados nos provetes da malha A4. Observa-se que a direção x apresenta um valor médio da força linear máxima muito próximo da direção y, respetivamente 2,8 kN/m e 2,9 kN/m. Em termos de comportamento, verifica-se que o desenvolvimento das curvas força linear – extensão, até ser atingida a força máxima, é altamente não linear, ocorrendo uma rotura frágil de seguida. Este comportamento difere das restantes malhas plásticas pela substituição de uma fase plástica, posterior à força máxima, por uma fase de aparente endurecimento e rotura. Contudo, esta malha tem enorme capacidade de deformação até ser atingida a sua capacidade máxima. Note-se ainda que as dimensões dos provetes da malha A4 tiveram que ser reduzidos para $100 \times 300 \text{ mm}^2$ dimensões de faixa efetiva de ensaios de $100 \times 200 \text{ mm}^2$), uma vez que a amplitude de deslocamento do esquema de ensaio foi insuficiente para os provetes iniciais atingirem a força máxima.

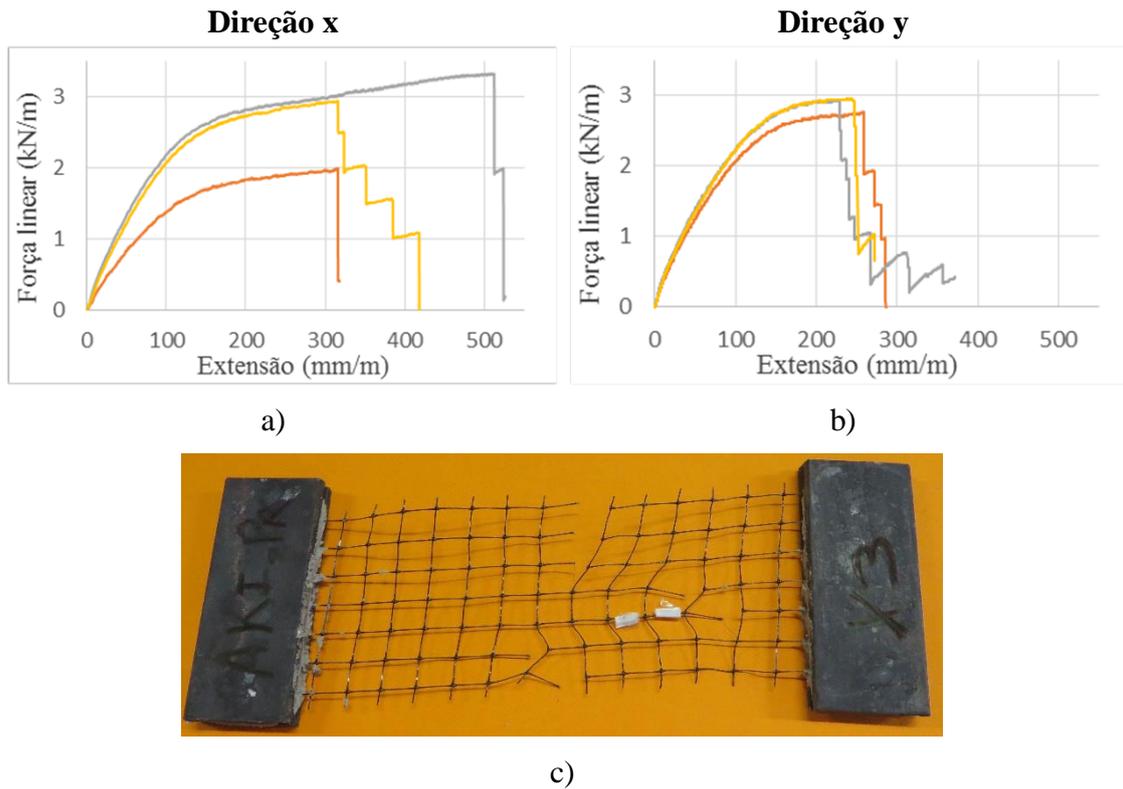


Figura 42 – Resultados dos ensaios da malha A4: (a) curvas força linear-extensão na direção x; (b) curvas força linear-extensão na direção y; (c) modo de rotura típico.

Análise comparativa

Na Tabela 11 são apresentados os valores médios da força linear máxima e respetiva extensão de pico em cada uma das direções estudadas. Para além destes valores podem-se também observar o valor mínimo da extensão última obtida para cada conjunto de provetes e o rácio custo/resistência. Estes resultados são comparados na Figura 43 e na Figura 44. A malha A1 é a que apresenta o maior valor médio da força linear máxima em ambas as direções, com 16,5 kN/m na direção x e 12,6 kN/m na direção y. Estes valores são muito superiores aos valores obtidos nos ensaios das restantes malhas, de plástico e de nylon, com uma média de 2,5 kN/m em ambas as direções.

No caso da extensão pico a malha de nylon A4, esta destaca-se com valores médios muito superiores em relação às restantes malhas. A malha de fibra de vidro é a que apresenta os valores mais baixos para este parâmetro, enquanto as malhas de plástico formam um grupo intermédio com valores aproximadamente 4 vezes superiores às extensões mais baixas e cerca de 3 vezes inferiores às extensões mais altas.

Analisando a relação custo/resistência, observa-se que as malhas que apresentam uma melhor relação são as malhas A1 e A4. Sendo que a malha A1 apresentou um valor médio (das duas direções) de 0,06 €/m²/kN/m e a malha A4 0,31 €/m²/kN/m. As malhas de plástico foram as que apresentaram a pior relação custo/resistência, sendo os valores médios 1,20 €/m²/kN/m e 2,50 €/m²/kN/m, respectivamente, A2 e A3.

Tabela 11 – Resultados dos ensaios dos provetes das malhas

Rede		Força linear máxima (kN/m)	Extensão de pico (mm/m)	Extensão última (mm/m)	Custo/resistência (€/m ² /(kN/m))
A1	Direção x	16,5 (12%)	18 (1%)	≥ 20	0,05
	Direção y	12,6 (8%)	15 (6%)	≥ 20	0,07
A2	Direção x	2,2 (4%)	65 (8%)	≥ 250	1,27
	Direção y	2,5 (3%)	91 (5%)	≥ 200	1,12
A3	Direção x	2,5 (15%)	104 (12%)	≥ 250	1,96
	Direção y	2,3 (3%)	127 (32%)	≥ 200	2,13
A4	Direção x	2,8 (25%)	380 (29%)	≥ 500	0,32
	Direção y	2,9 (4%)	241 (6%)	≥ 350	0,31

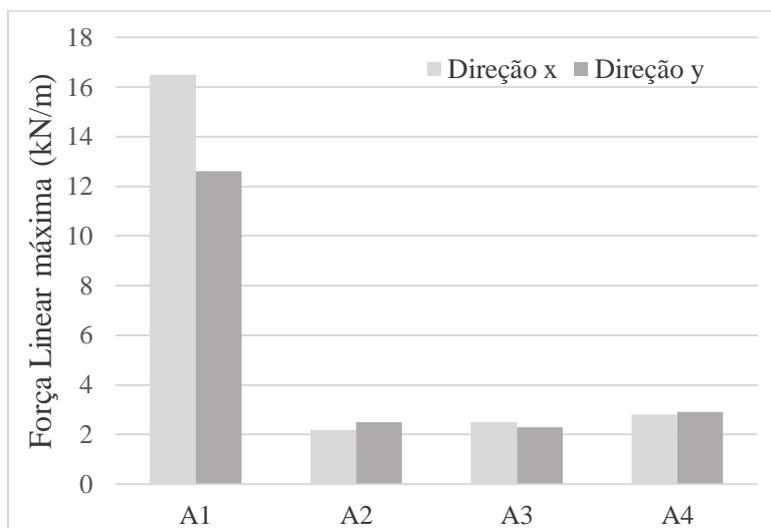


Figura 43 – Comparação dos resultados em termos de força linear máxima.

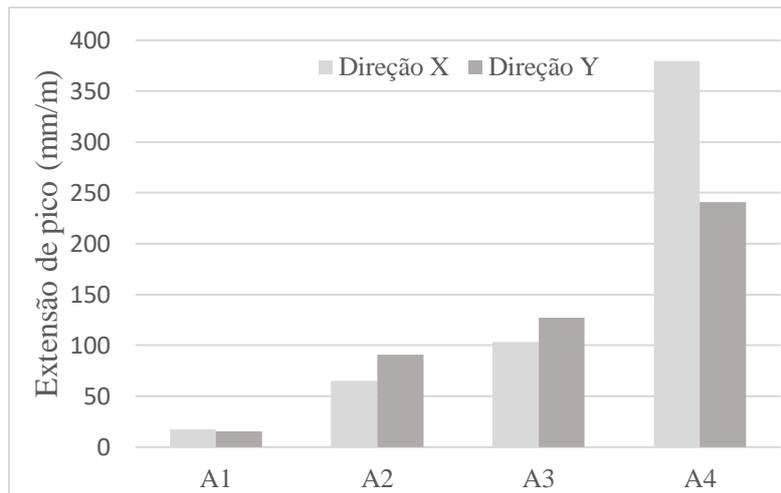


Figura 44 – Comparação dos resultados em termos de extensão pico.

A Figura 45 resume toda a informação em cima descrita, especificamente o comportamento em termos de força linear máxima, extensão de pico e relação custo/resistência.

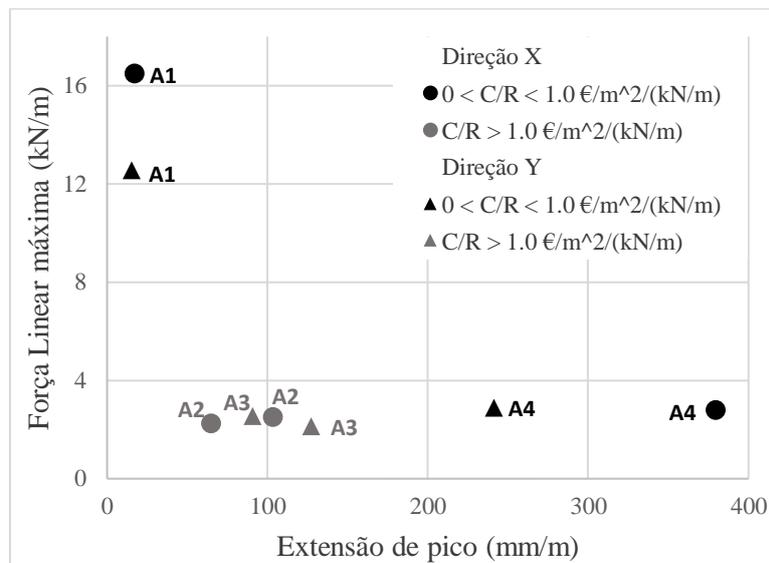


Figura 45 – Comparação da relação força linear máxima-extensão de pico com custo/resistência (C/R).

Na Tabela 12 são apresentados os valores médios da rigidez calculados para o intervalo 10-30% da força linear máxima. Optou-se por considerar este conjunto de valores devido à elevada não linearidade de comportamento verificada nas curvas força linear – extensão e devido ao ajuste que alguns provetes apresentam no início da curva. A comparação dos módulos de elasticidade pode ser mais facilmente observada na Figura 46. Verifica-se

que as malhas A3 e A4 são as que apresentam a menor rigidez (valor médio das duas malhas direções de 23 kN/m), ao passo que a malha A1 é a que apresenta a maior rigidez (valor médio das duas direções de 800 kN/m).

Tabela 12 – Valores médios da Rigidez

	Rede	Rigidez (kN/m)
A1	Direção x	970.51 (12%)
	Direção y	629.19(3%)
A2	Direção x	106.14 (5%)
	Direção y	108.03 (4%)
A3	Direção x	22.24 (2%)
	Direção y	21.60 (1%)
A4	Direção x	22.06 (23%)
	Direção y	26.19 (4%)

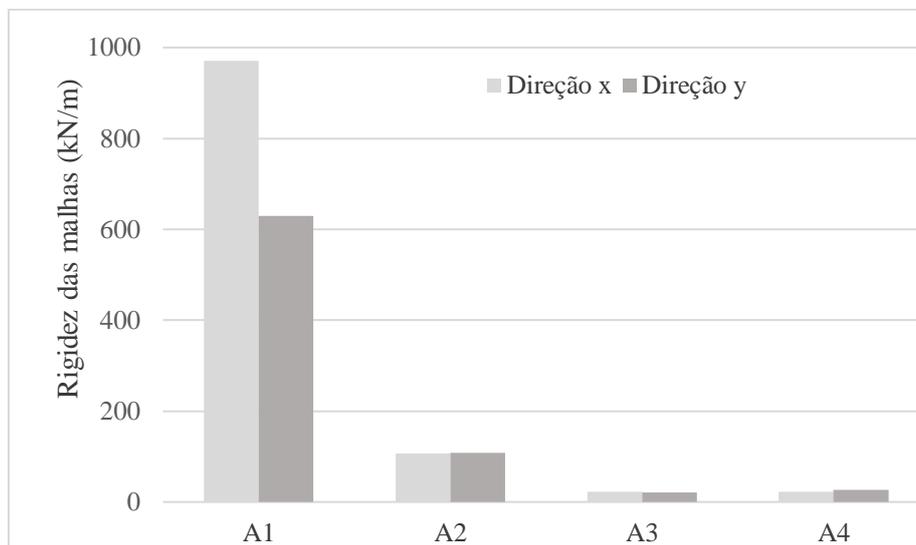


Figura 46 – Valores médios da Rigidez das malhas

4.4. Conclusões

Nos ensaios mecânicos de caracterização da argamassa de reforço os resultados obtidos para a resistência à flexão e à compressão foram de 0,22 MPa e 0,56 MPa, respetivamente. Comparando estes resultados com outros estudos a resistência obtida foi bastante semelhante.

Em relação às malhas de reforço, analisando-se os valores médios da força linear máxima, concluiu-se que a malha mais resistente foi a malha A1 (malha de fibra de vidro) na

direção x com 16,5 kN/m de resistência à tração. As restantes malhas apresentaram pior desempenho, em que a resistência à tração foi inferior a 3 kN/m.

Observando-se os valores médios da extensão para a qual ocorreram as forças lineares máximas, verifica-se que a malha que apresenta os valores mais altos foi a A4, que foram duas a três vezes superiores à malha que se seguiu, malha A3. Num contexto global, as malhas de nylon (A4) e as malhas plásticas (A2 e A3) obtiveram valores bastante elevados da extensão de pico, sobretudo quando comparadas com valores de materiais de construção tradicionais.

Quanto à análise da relação custo/resistência verifica-se que as malhas A1 e A4 são as que apresentam uma melhor relação de custo-resistência mecânica. Em contrapartida, as malhas plásticas foram as que apresentaram piores valores. Comparando esta relação com as propriedades analisadas acima, verifica-se que a malha A1 é a que apresenta as características pretendidas inicialmente.

Uma característica importante na utilização de malhas para reforço é a sua espessura. É aconselhável uma espessura bastante baixa de forma a facilitar a sua aplicação. Após a análise de todas as malhas verificou-se que a A1 é a que apresenta uma espessura menor.

Considerando os resultados dos ensaios de caracterização das malhas, optou-se por utilizar nos trabalhos subsequentes a malha que apresentou melhor relação custo-desempenho, nomeadamente a malha A1.

COMPORTAMENTO EXPERIMENTAL DE ARCOS DE ADOBE

5.1. Introdução

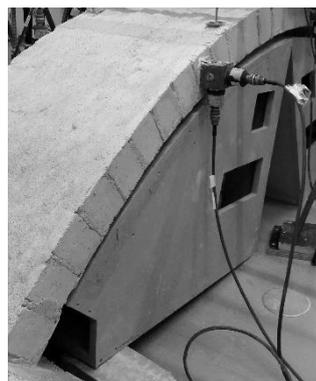
Este capítulo apresenta os ensaios experimentais realizados em arcos de adobe não reforçados e reforçados. Note-se que o tipo de ensaio que melhor representaria a ação sísmica é um ensaio em mesa sísmica, mas a execução deste tipo de ensaios não foi possível devido a várias razões, nomeadamente a falta de recurso financeiros e técnicos. Assim sendo, foram realizados ensaios de carga pontual com vários ciclos de carga-descarga com incremento de deslocamento em cada ciclo. São discutidos os diferentes mecanismos de rotura e analisados vários parâmetros como a capacidade de carga, a rigidez, a ductilidade, o deslocamento máximo, entre outros.

5.2. Construção

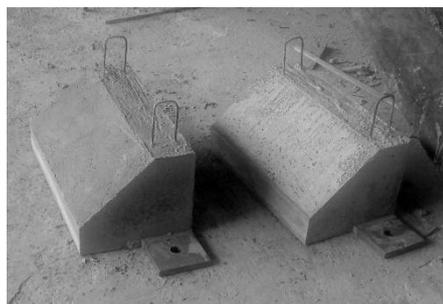
Tal como referido anteriormente foram produzidos adobes à escala reduzida para posteriormente serem utilizados na construção dos arcos. Cada arco foi constituído por apenas um pano de 15 fiadas de 31 a 32 blocos cada uma, colocados verticalmente (ver Figura 47a). Este tipo de construção é muito comum em países com o Irão e Egito. A geometria do arco foi baseada nos arcos “Talar”, os mais comuns nas habitações típicas de Yazd (Sadeghi, 2017). Originalmente os arcos eram contruídos sem recurso a suporte ou cofragens mas neste trabalho, de forma a simplificar o processo de construção e a suprir a falta de experiência do pedreiro, foram utilizados moldes de madeira com a geometria apresentada na Figura 47b. Além disto, foram construídos previamente dois blocos de betão armado por arco, que foram fixos ao piso de reação do laboratório para funcionar como apoios rígidos (Figura 47c). A duração do processo de construção de cada arco foi de 2 dias, sendo cuidadosamente retirados os moldes de madeira após uma semana. O aspeto final dos arcos pode ser visualizado na Figura 47d.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 47 – Construção dos arcos: (a) construção de uma fiada de adobe; (b) moldes utilizados como suporte; (c) apoios de betão armado; (d) arco após construção e cura.

Foram construídos dois arcos sem reforço, que foram ensaiados sem atingirem o colapso, o que permitiu serem reparados e reforçados posteriormente para um segundo ensaio. Este processo teve como objetivo estudar o comportamento dos arcos sem reforço e numa segunda fase a eficácia do reforço aplicado à estrutura, neste caso arcos, já danificadas. Muitas vezes a zona superior dos arcos é de acesso difícil e por esta razão o reforço foi aplicado pelo intradorso, tornando a sua aplicação mais fácil e prática.

5.3. Aplicação do reforço

A solução de reforço consistiu na aplicação de uma malha de fibra de vidro de baixo custo pelo intradorso (Figura 48) e coberta por uma fina camada ($\cong 1\text{cm}$) de argamassa produzida à base de terra. No Capítulo 4 podem ser visualizados os ensaios realizados e as características da malha de fibra de vidro (malha A1) e da argamassa utilizadas.

Segundo Oliveira *et al* (2010) a principal causa de rotura do reforço pelo intradorso consiste no desprendimento do reforço da alvenaria. De forma a atenuar e atrasar a ocorrência deste mecanismo foram fixadas 4 ancoragens metálicas em cada arco, a $1/8$ e $3/8$ do comprimento de meio vão, no lado carregado, com duas hastes de fixação em cada alinhamento, a $1/4$ e $3/4$ da largura do arco (Figura 49).



Figura 48 – Aplicação da malha de reforço pelo intradorso.

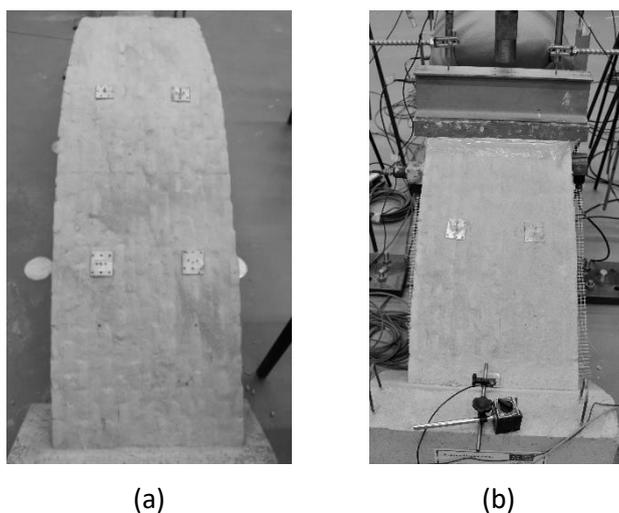


Figura 49 – Ancoragens aplicadas nos arcos reforçados pelo intradorso.

5.4. Procedimento de ensaio

Os ensaios de carga pontual consistiram na aplicação de vários ciclos de carga-descarga com aumento da amplitude de um deslocamento vertical imposto numa das secções a 30% do vão do arco, tal como é ilustrado na Figura 50 e na Figura 51.

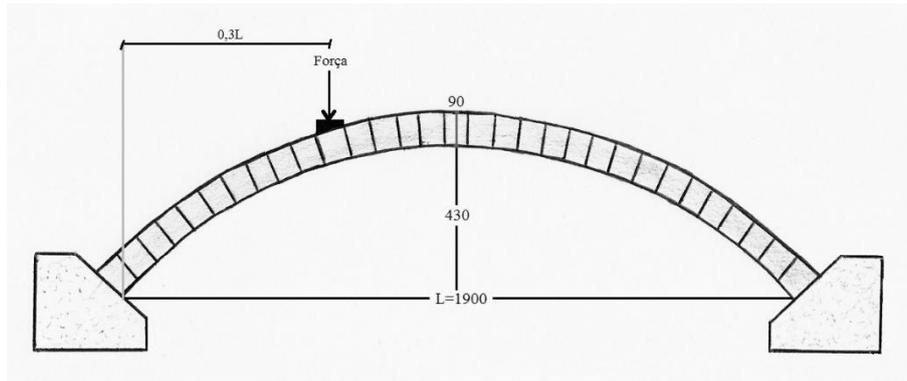


Figura 50 – Esquema do ensaio de carga pontual dos arcos.

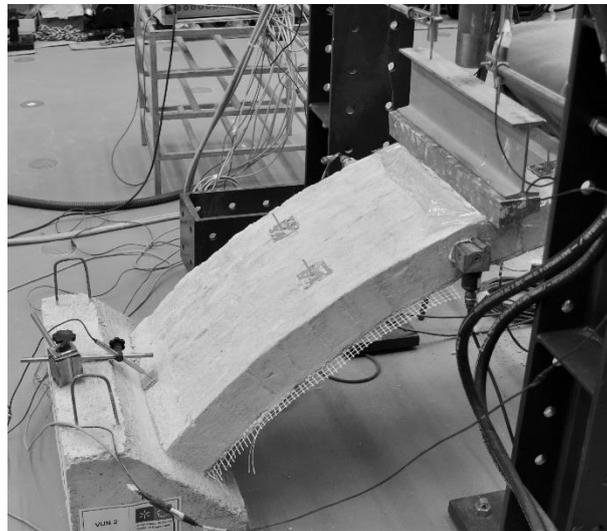


Figura 51 – Seção de aplicação da carga pontual (a 30% do vão do arco).

A amplitude de deslocamento variou entre 0,48 mm e 18 mm e a velocidade de carga e descarga foi de 10-15 $\mu\text{m/s}$ e 10-50 $\mu\text{m/s}$, respetivamente (ver Tabela 13 e Figura 52). Note-se que as velocidades de carga-descarga foram aumentadas à medida que a amplitude do deslocamento imposto aumentava, para que os últimos ciclos do ensaio não tivessem uma duração superior a 1 hora.

Tabela 13 – Características dos vários ciclos de ensaio

Ciclo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Máximo deslocamento (mm)	0,48	0,62	0,8	1,18	4	6	8	10	14	18
Velocidade de carga ($\mu\text{m/s}$)	10	10	10	10	10	10	10	10	10	15
Velocidade de descarga ($\mu\text{m/s}$)	10	10	10	10	30	30	50	50	50	50

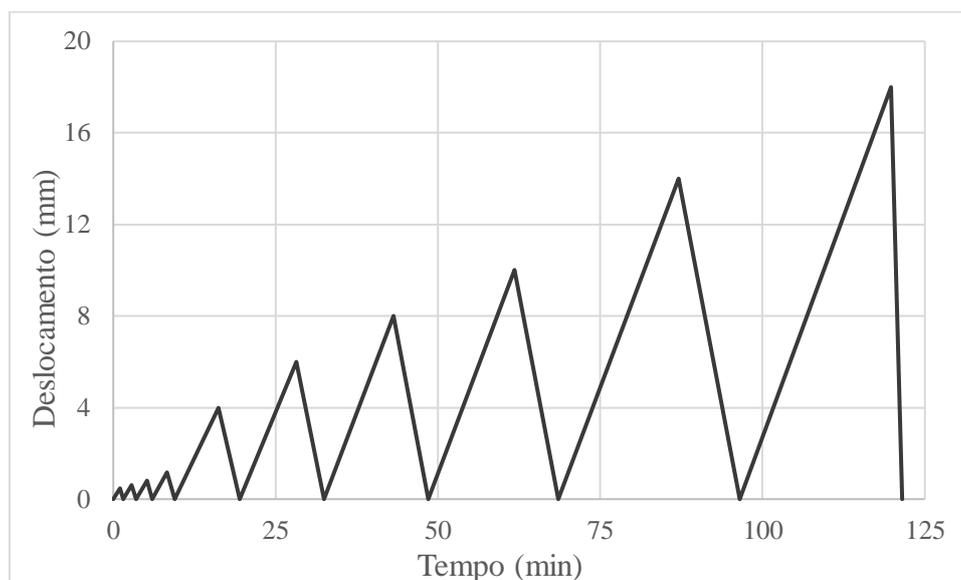


Figura 52 – Carregamento cíclico aplicado durante os ensaios dos arcos.

A carga foi aplicada com auxílio de uma viga de aço, colocada perpendicular ao desenvolvimento do arco, apoiada num elemento de madeira rígida e com a forma da curvatura do arco. Com o objetivo de se aumentar a estabilidade e o estado de tensão inicial do arco foi adicionada uma força de 0,5 kN, composta por dois sacos com 25 Kg colocados a meio vão. A carga aplicada foi monitorizada através de uma célula de 10kN de capacidade acoplada ao atuador servo-controlado. As deformações dos arcos durante os ensaios foram registadas com oito LVDTs posicionados em locais relevantes para a análise do comportamento dos arcos. Em cada apoio foi colocado 1 LVDT para monitorizar a formação das rótulas que se esperavam formar nestas secções, dois LVDTs na secção de aplicação da carga, dois LVDTs na secção simétrica à da aplicação da carga (localizada a 30% do vão dos arcos) e dois LVDTs fixos a meio vão. A disposição dos LVDTs é ilustrada no esquema da Figura 53.

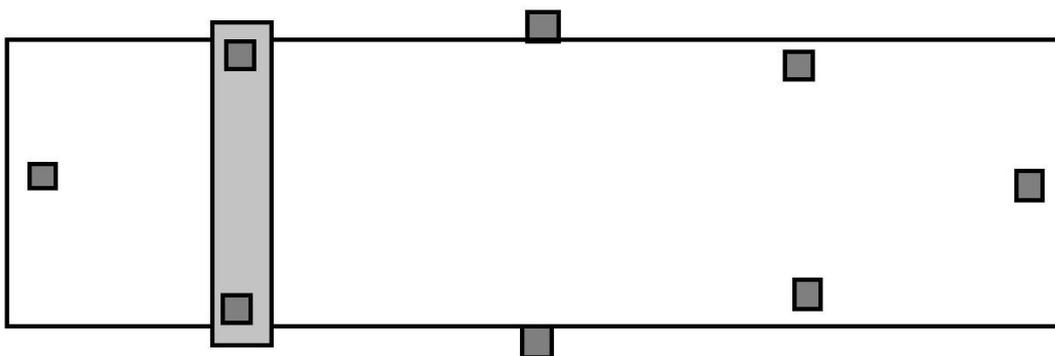


Figura 53 – Disposição dos LVDTs utilizados na monitorização das deformações dos arcos.

5.5. Resultados e discussão

Durante os ensaios realizou-se uma observação minuciosa do padrão de fendilhação, utilizando-se uma cor diferente em cada ciclo para as sinalizar. Note-se os arcos apresentavam algumas fendas de retração, que foram marcadas e registadas antes de se iniciarem os ensaios.

A análise dos resultados obtidos permitiu avaliar a força máxima, o deslocamento máximo, a rigidez, a ductilidade, entre outras propriedades. Os resultados obtidos são apresentados em dois grupos, nomeadamente arcos não reforçados e reforçados, apresentando-se a sua comparação no final desta secção.

5.5.1. Arcos não reforçados

A nomenclatura utilizada para este conjunto de arcos é VUN (“*vaults unstrengthened*”). O procedimento de ensaio incluiu oito ciclos de carga-descarga em que o comportamento estrutural e os resultados dos dois arcos foram bastante semelhantes. A sua ductilidade foi consideravelmente baixa observando-se a formação do mecanismo de quatro rótulas típico do colapso deste tipo de elementos estruturais. Este mecanismo foi iniciado após os arcos atingirem a força máxima, no 5º ciclo. O comportamento dos arcos pode ser visualizado na Figura 54a, onde é apresentado o esquema de rotura e algumas imagens das rótulas formadas.

Considerando os valores registados pelos LVDTs e a observação do arco, pode-se afirmar que na secção de carregamento o arco se moveu para baixo, enquanto que na secção simétrica (localizada a 30% do vão) moveu-se para cima. As rótulas desenvolveram-se em ambos os lados junto aos apoios (Figura 54b), na secção da aplicação do carregamento e (abertura da rótula pelo intradorso) (Figura 54c) e na respetiva secção simétrica (abertura da rótula pelo extradorso) (Figura 54d).

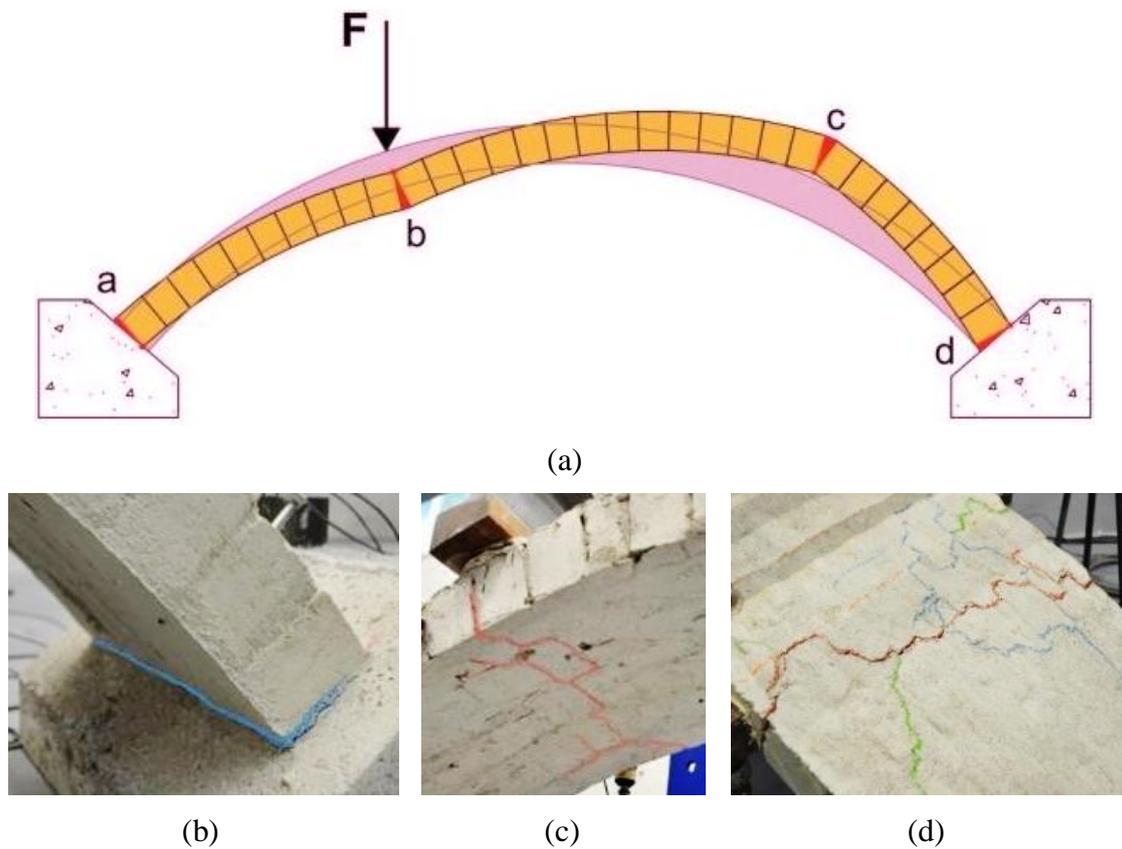


Figura 54 – Arcos não reforçados: (a) mecanismo de rotura; (b) rótula d; (c) rótula b; (d) rótula c.

Na Tabela 14 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios dos arcos não reforçados, nomeadamente a força máxima e o respetivo deslocamento, o deslocamento atingido para 80% da força máxima na fase de pós-pico, o deslocamento máximo atingido e a rigidez inicial. Note-se que estes arcos não foram ensaiados até ao colapso. Os valores médios da capacidade de carga máxima e do deslocamento correspondente foram 1,16 kN e 2,47 mm, respetivamente. O valor médio do deslocamento máximo foi 16,18 mm, enquanto que o da rigidez inicial foi 1,45 kN/mm.

Tabela 14 – Resumo dos resultados dos ensaios dos arcos não reforçados.

Arcos	Força máxima		80% Força máxima		Deslocamento máximo		Rigidez inicial (kN/mm)
	F (kN)	Desloc. (mm)	F (kN)	Desloc. (mm)	F (kN)	Desloc. (mm)	
VUN1	1,13	2,17	0,9	1,37	0,57	17,78	1,37
VUN2	1,19	2,76	0,95	1,53	0,63	14,57	1,53
Média	1,16	2,47	0,93	1,45	0,6	16,18	1,45

Na Figura 55 são apresentadas as envolventes das curvas força-deslocamento dos arcos não reforçados, no ponto de aplicação da força, neste caso local de desenvolvimento da 2ª rótula.

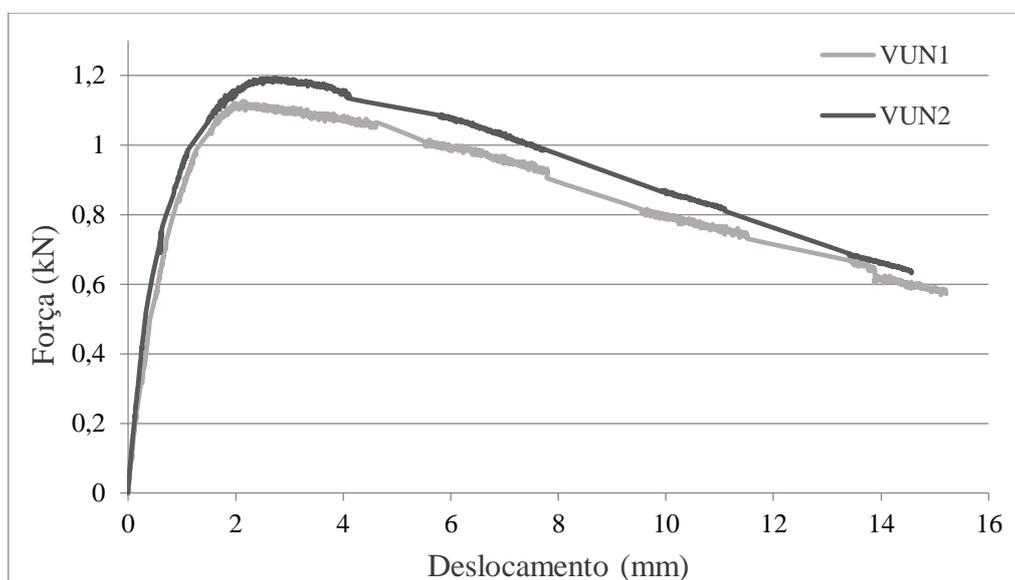


Figura 55 – Envolventes das curvas força-deslocamento dos arcos não reforçados.

5.5.2. Arcos reforçados

A nomenclatura utilizada para este conjunto de arcos foi VSI (“*vaults strengthened at intrados*”). Os arcos anteriormente testados foram reparados e reforçados pelo intradorso com malha de fibra de vidro, e foram novamente ensaiados com dez ciclos de carga-descarga. O mecanismo de rotura destes ensaios foi diferente dos arcos não reforçados. Este tipo de reforço previne a formação do mecanismo de quatro rótulas, nomeadamente da rótula que se forma na secção de aplicação do carregamento. Durante os ensaios dos

arcos reforçados desenvolveram-se apenas três rótulas, duas junto aos apoios e uma na secção simétrica à da aplicação do carregamento (Figura 56a), e uma zona de acumulação de tensões no reforço, localizada à volta da secção da aplicação do carregamento. Imediatamente antes do colapso, a quarta rótula surgiu da zona de acumulação de tensões, devido à diminuição repentina das tensões causada pela descolagem da camada de reforço. Note-se que as 4 ancoragens metálicas utilizadas para fixar mecanicamente o reforço não foram capazes de impedir o destacamento do reboco de reforço tal como inicialmente previsto (Figura 56b). De facto estas ancoragens colaboraram para adiar o destacamento, mas o reboco rompeu por punçãoamento em volta das chapas de ancoragem. Na Figura 56c pode-se observar a rótula junto ao apoio, do lado da aplicação da força e na Figura 56d podem-se visualizar as fendas geradas pela tensão de tração na rótula b no extradorso. Neste ensaio também se verificou a descida do lado da aplicação da carga e a subida do lado simétrico, tal como ilustrado na Figura 57.

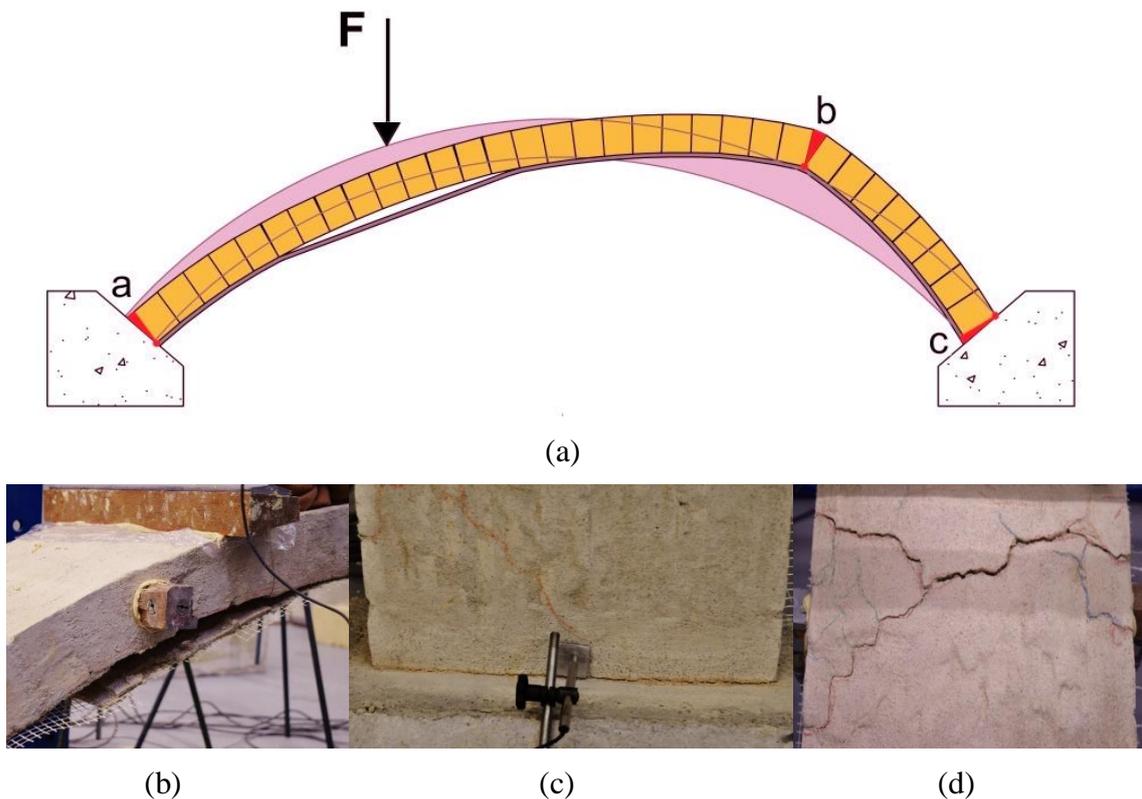


Figura 56 – Arcos reforçados: (a) esquema do mecanismo de rotura; (b) Descolar da camada de reforço; (c) Rótula a; (d) Rótula b.



Figura 57 – Deformada de um do arco VSI3 em fase pré-colapso.

Na Tabela 15 são resumidos os resultados obtidos nos ensaios dos arcos reforçados. Os valores médios da capacidade de carga máxima e do deslocamento correspondente foram 1,5 kN e 4,31 mm, respetivamente. O valor médio do deslocamento máximo foi 24,61 mm e o da rigidez inicial foi 1,42 kN/mm.

Tabela 15 – Resumo dos resultados dos ensaios nos arcos reforçados.

Arcos	Força máxima		80% Força máxima		Deslocamento máximo		Rigidez inicial (kN/mm)
	F (kN)	Desloc. (mm)	F (kN)	Desloc. (mm)	F (kN)	Desloc. (mm)	
VSI3	1,6	5,35	1,28	5,79	0,20	23,70	1,19
VSI4	1,35	3,27	1,08	4,02	0,15	25,51	1,64
Média	1,5	4,31	1,18	4,91	0,18	24,61	1,42

Na Figura 58 são apresentadas as envolventes das curvas força-deslocamento dos arcos não reforçados, no ponto de aplicação da força.

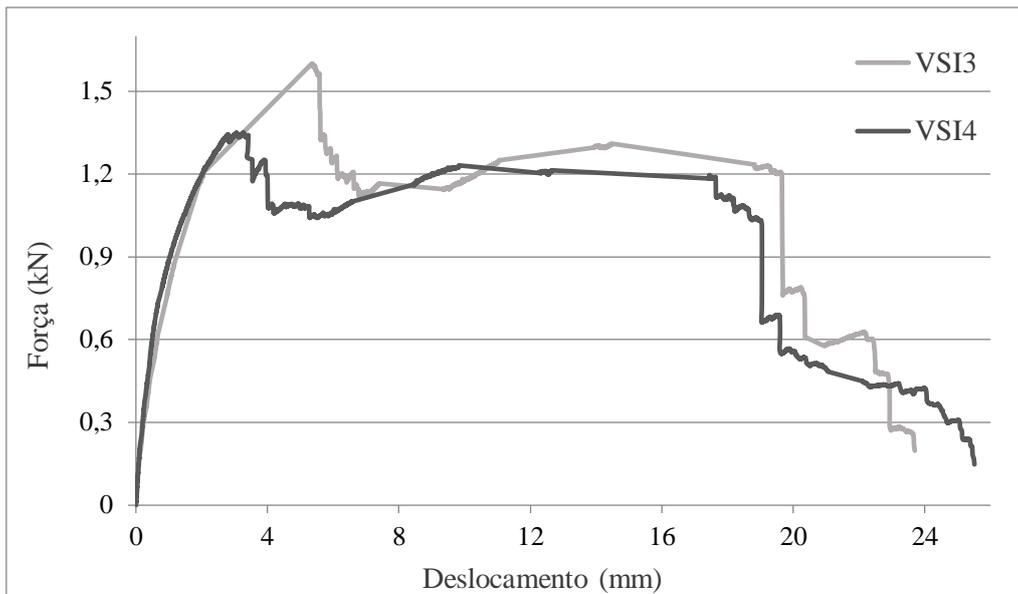


Figura 58 – Envolventes das curvas força-deslocamento dos arcos reforçados.

5.5.3. Análise de resultados e conclusões

Verificou-se que nos arcos reforçados houve um aumento significativo da capacidade de carga e da capacidade de deformação quando comparadas com as dos arcos não reforçados. A rigidez inicial é muito semelhante o que significa que esta foi restituída após reparação e reforço.

Os resultados são claramente melhor comparados na Figura 59, onde se encontram as envolventes das curvas força-deslocamento de todos os ensaios, e na Tabela 16, onde são apresentadas os valores médios da capacidade de carga máxima, deslocamento máximo e rigidez inicial para os dois tipos de arco.

Tabela 16 – Comparação dos resultados dos arcos não reforçados e reforçados.

Arcos	Força máxima		80% Força máxima		Deslocamento máximo		Rigidez inicial (kN/mm)
	F (kN)	Desloc. (mm)	F (kN)	Desloc. (mm)	F (kN)	Desloc. (mm)	
UN	1,16	2,47	0,93	1,45	0,6	16,18	1,45
SI	1,5	4,31	1,18	4,91	0,18	24,61	1,42

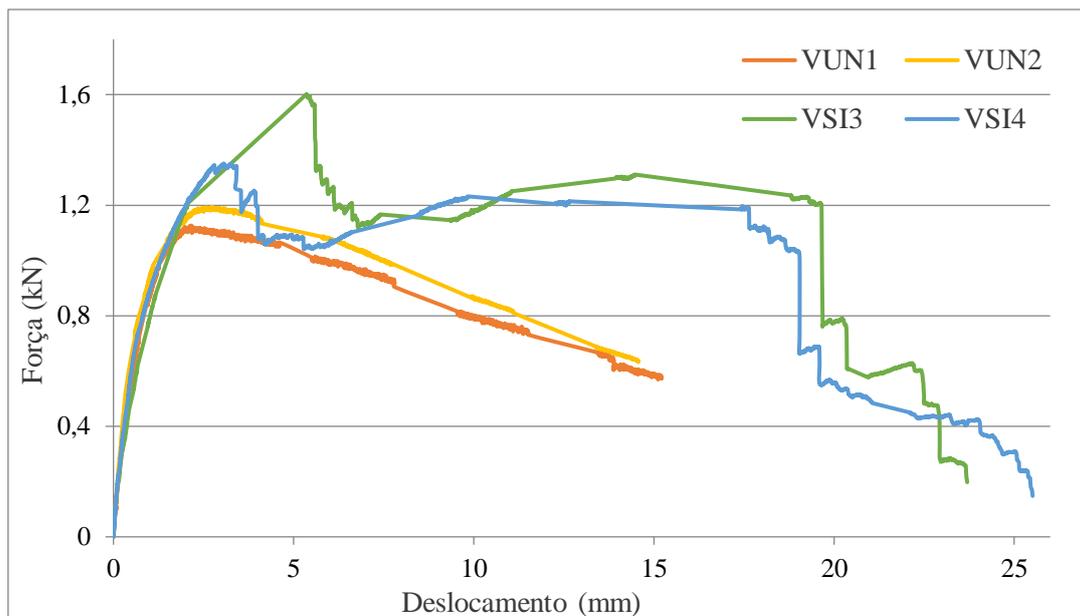


Figura 59 – Envolventes das curvas força-deslocamento na secção de aplicação da carga.

A rigidez de descarga em cada ciclo também foi analisada e comparada para cada um dos arcos (ver Tabela 17 e Figura 60). A rigidez de descarga foi calculada como a inclinação da linha que se inicia no ponto de deslocamento máximo do ciclo em questão e termina no ponto com o valor máximo do coeficiente de determinação (r^2). Atente-se ao facto de que esta linha, de forma a ser significativa no cálculo, tem um mínimo de 25 pontos e o valor de r^2 é sempre superior a 0,95. Note-se que no ciclo 5 do arco VUN1 não foi possível calcular a rigidez porque não foi realizada uma descarga controlada devido a problemas técnicos. Nos dois primeiros ciclos, a rigidez de descarga foi superior nos arcos reforçados, no 3º e 4º ciclos os valores foram semelhantes acabando por trocar de posições nos ciclos seguintes, onde os arcos não reforçados atingiram os valores superiores. Este comportamento mostra uma vez mais a capacidade da solução de reparação e reforço em recuperar e melhorar a rigidez inicial dos arcos. Contudo, a degradação de rigidez com os ciclos é mais rápida no caso dos arcos reforçados, devido ao facto de estes apresentarem algum dano acumulado na alvenaria de adobe, que não foi possível reparar.

Tabela 17 – Rigidez de descarga dos arcos ensaiados.

Ciclo	Deslocamento (mm)	Rigidez de descarga (kN/mm)			
		VUN1	VUN2	VSI3	VSI4
1	0.48	1,88	2,27	2,62	2,35
2	0.62	1,67	2,35	2,8	2,66
3	0.8	2,15	2,23	2,17	2,42
4	1.18	2,21	2,02	2,12	2,23
5	4	-	1,36	1,02	1,14
6	6	0,99	1,09	0,39	0,67
7	8	0,96	0,79	0,51	0,33
8	10	0,33	0,57	0,32	0,44
9	14			0,13	0,13

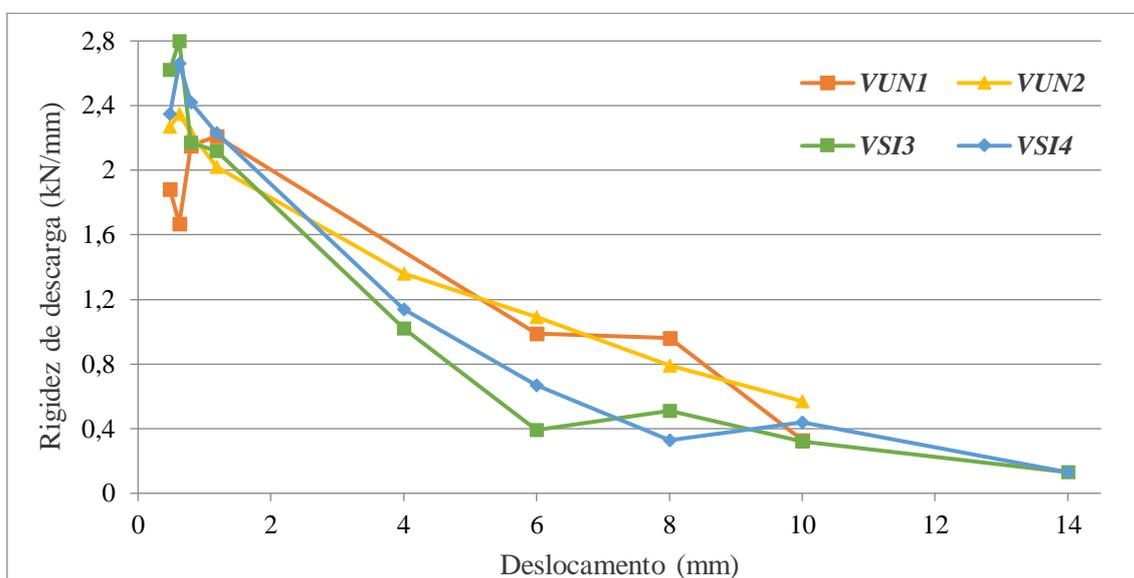


Figura 60 – Evolução da rigidez de descarga com o deslocamento imposto.

O método das curvas bilineares foi aplicado a todas as envolventes das curvas força-deslocamento no ponto de aplicação da força. As curvas bilineares apresentam uma aproximação do modelo experimental a um modelo mecânico elástico-perfeitamente plástico que é expresso por duas retas lineares, ligando a origem (força e deslocamento nulos) a um limite elástico idealizado e o último a um limite final idealizado (Figura 61).

Para definir estes limites idealizados é necessário igualar a área da envolvente acima e abaixo da curva bilinear (ver Figura 61) e definir três estados limite – limite de

fendilhação, força máxima e deslocamento máximo- na envolvente experimental força-deslocamento (Tomažević, 1999).

Segundo Moreira (2015), para as curvas bilineares de edifícios e paredes de travamento, o limite de fendilhação é normalmente calculado aplicando um fator de redução, C_{cr} , de 60% ou 70% da força máxima e considerando três condições – a rigidez efetiva, k_e , deve ser inferior à rigidez inicial, k_o , d_{cr} deve ser maior do que d_y e a força calculada F_u deve ser sempre menor ou no máximo igual à F_{max} . A força F_u é determinada pela Equação (3) e o deslocamento, d_u , correspondente a F_u , é calculado intercetando a envolvente experimental com uma função definida por $F = C_{sd} \cdot F_{max}$, onde C_{sd} é um coeficiente de redução que reflete um pequeno nível de perda de capacidade após o pico (Tomažević, 1999). Neste caso, decidiu-se optar por um fator de 0,8, tal como proposto por Park (1989) e Frumento et al. (2009). O deslocamento d_e corresponde ao deslocamento elástico idealizado, calculado através do início da curva $F(d)$. Então, a curva bilinear idealizada pode ser expressa segundo a Equação (4), aplicada singularmente ao comportamento de tração (primeiro quadrante). Quanto ao cálculo da ductilidade (μ), esta é obtida pela relação entre d_u e d_e .

$$F_u = k_e \cdot \left(d_{max} - \sqrt{d_{max}^2 - \frac{2 \cdot A_{env}}{k_e}} \right) \quad (3)$$

$$F(d) = \begin{cases} k_e \cdot d & \text{para } 0 \leq d \leq d_e \\ F_u & \text{para } d_e \leq d \leq d_u \end{cases} \quad (4)$$

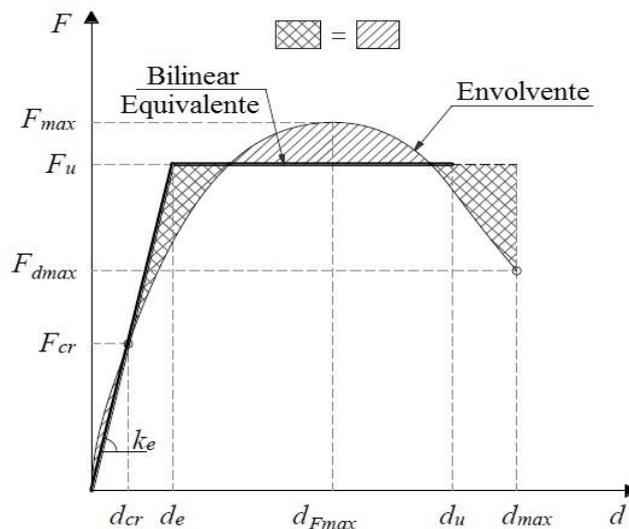


Figura 61 – Curva bilinear (Moreira, 2015).

Utilizando um fator de redução, C_{cr} , de 60% foram efetuados os cálculos das curvas bilineares para todas as envoltentes. Os resultados relativos a cada arco podem ser consultados e comparados na Tabela 18 e na Figura 62. Analisando os resultados, observa-se que a reparação e reforço dos arcos permitiu um ligeiro aumento da força limite de fendilhação e o respetivo deslocamento foi de aproximadamente o dobro. Devido a esta duplicação de deslocamento a rigidez desceu ligeiramente.

A ductilidade (μ) nos arcos reforçados diminuiu para cerca de 1/3 da ductilidade dos arcos não reforçados, devido a um decaimento mais acentuado da capacidade de carga na fase de pós-pico no caso dos arcos reforçados. Note-se contudo que a definição de d_u depende do valor adotado para C_{sd} , pelo que a adoção de um valor inferior poderia resultar num valor superior da ductilidade e tornar a curva bilinear mais representativa do comportamento real. Por exemplo a Figura 63 apresenta a curva bilinear do arco VSI3 considerando um valor de C_{sd} de 0,6 para qual iria corresponder um valor de ductilidade igual a 11,9 kN*mm.

Tabela 18 – Parâmetros das curvas bilineares de cada arco.

Arcos	F_{cr} (kN)	d_{cr} (mm)	Rigidez K_e (kN/mm)	F_u (kN)	d_e (mm)	d_u (mm)	μ (kN*mm)	d_{max} (mm)
UN1	0,68	0,66	1.02	0.75	0.73	7.8	10.66	17,78
UN2	0,71	0,59	1.22	0.95	0.78	8.38	10.7	14,57
SI3	0,96	1,39	0.69	1.14	1.75	5.79	3.5	23,7
SI4	0,81	0,83	0.97	0.98	1.01	4.02	3.98	25,51

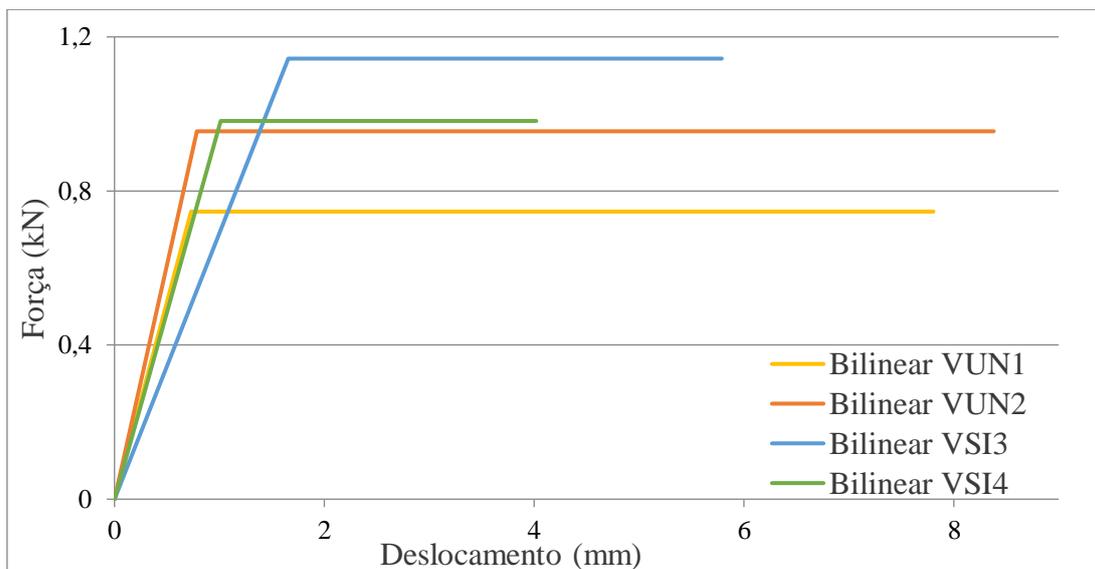


Figura 62 – Curvas bilineares de todos os arcos

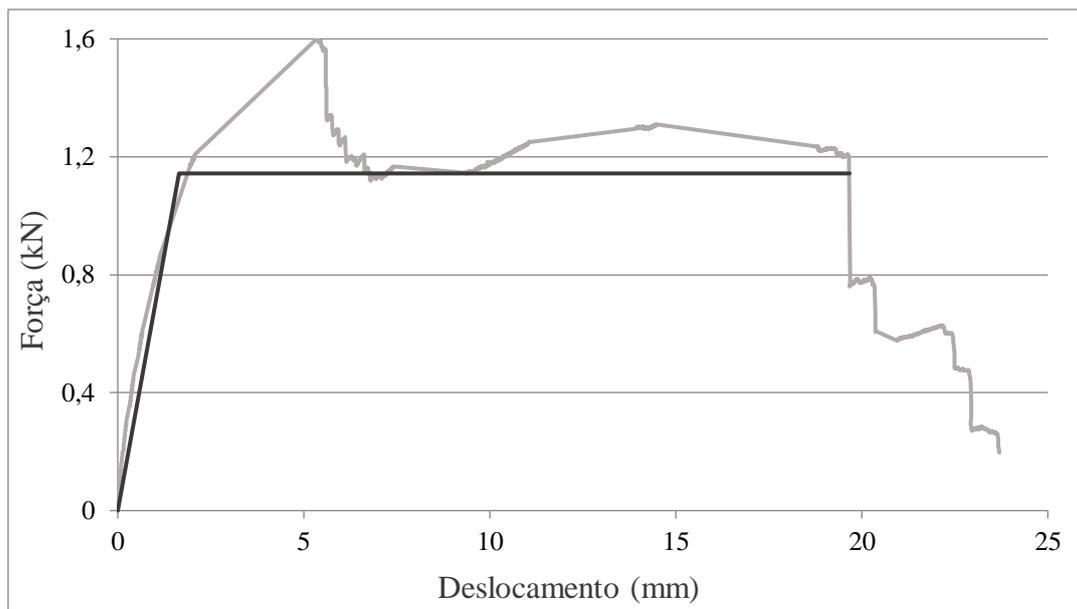


Figura 63 – Curva bilinear da envolvente do VSI3 considerando $C_{sd} = 0,6$.

5.6. Conclusões

Analisando os resultados conclui-se que após a reparação e reforço dos arcos ocorreu uma melhoria significativa da capacidade de carga máxima e da capacidade de deformação. Em relação à rigidez inicial, note-se que esta foi restituída logo pode-se concluir que sendo aplicado o mesmo reforço a uma estrutura não danificada este irá aumentar a rigidez inicial do edifício, ainda que ligeiramente.

Durante o processo de aplicação do reforço verificou-se que a sua aplicação é bastante simples e rápida e os materiais utilizados são de baixo custo, o que também é uma vantagem.

Verificou-se que o limite de fendilhação aumentou pelo que a durabilidade das estruturas será maior, terão um melhor aspeto visual durante mais tempo e a sua degradação será menor e mais lenta.

Finalmente, pode-se concluir que este tipo de reforço, com argamassa e malha de baixo custo, aumenta bastante a resistência da estrutura, adiando ou impedindo o colapso das mesmas durante um possível sismo podendo salvar vidas humanas e diminuir o dano em construções históricas.

CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões finais do trabalho desenvolvido, destacando-se os principais resultados sobre o comportamento mecânico dos vários componentes ensaiados (adobes, argamassas de assentamento e de reforço, e malhas de reforço) e dos ensaios dos arcos não reforçados e reforçados. Seguidamente, são apresentadas diversas sugestões para trabalhos futuros.

6.1. Conclusões principais

Começando pela análise dos dois primeiros objetivos desta dissertação, definir e caracterizar experimentalmente o comportamento mecânico do adobe e da alvenaria em adobe à compressão e das argamassas utilizadas nas juntas e no reboco à flexão e compressão, conclui-se que estes são materiais com baixa resistência, quando comparados com os materiais de construção correntes.

Em relação à avaliação do comportamento mecânico à tração das malhas testadas, analisando-se os valores médios da força linear máxima, concluiu-se que a malha A1 é a mais resistente em ambas as direções, com 16,5 kN/m na direção x e 12,6 kN/m na direção y, enquanto as restantes malhas apresentaram valores inferiores em mais de cinco vezes. Relativamente aos valores da extensão pico, correspondente à força linear máxima, destaca-se a malha A4, com valores 18 vezes maiores que a malha com o valor de extensão mais baixo, malha A1. As malhas plásticas A2 e A3 obtiveram valores intermédios aproximadamente 4 vezes superiores às extensões mais baixas e cerca de 3 vezes inferiores às extensões mais altas. Uma das propriedades analisada foi também a relação custo/resistência onde as malhas A1 e A4 foram as que apresentaram melhor relação. Finalmente, a malha A1 foi a escolhida para o reforço, porque tanto na relação custo/resistência com na compatibilidade mecânica foi a que apresentou melhores resultados. Já a malha A4 foi descartada por apresentar uma deformabilidade que se pensa ser demasiado elevada e não compatível com a alvenaria de adobe, e além disso apresenta valores da resistência à tração demasiado baixos.

Nos ensaios experimentais dos arcos, o principal objetivo foi estudar a influência do reforço à base de rebocos reforçados com malhas de baixo custo na reabilitação de arcos de alvenaria de adobe danificados. A análise dos resultados permitiu verificar que, após a aplicação desta solução de reforço, a rigidez inicial é restituída e a capacidade resistente e a capacidade de deformação são aumentadas. Verificou-se um aumento da força máxima de 30% e de deslocamento pico, correspondente à força máxima, de 75%.

Esta solução de reforço obteve resultados muito positivos, melhorando bastante o desempenho dos arcos sob ação de uma carga pontual. Por outro lado, espera-se que a solução de reforço proposta seja também eficiente no reforço sísmico para estruturas deste tipo existentes no Irão e noutras zonas do mundo, funcionando como forma de prevenir perda de vidas humanas e danos em edifícios históricos. Note-se que para além dos resultados positivos esta é uma solução de reforço de fácil e rápida aplicação, com custos bastante reduzidos.

6.2. Trabalhos Futuros

O desenvolvimento deste trabalho permitiu obter diversas conclusões, tal como apresentado anteriormente. Contudo, também levantou uma série de questões que devem ser respondidas ou desenvolvidas em trabalhos futuros, nomeadamente no que respeita à solução de reforço. Além disto, os resultados obtidos devem ser alvos de exploração em trabalhos de investigação subsequentes. Neste contexto, propõem-se a seguinte lista de trabalhos futuros:

- Estudo da interação mecânica dos vários componentes da solução de reforço (alvenaria de adobe-argamassa-malha), através de programas experimentais que envolvam ensaios de arranque do tipo “*pull-out*” e “*pull-off*”.
- Estudo de tratamentos superficiais da alvenaria de adobe para melhoramento da adesão do reboco.
- Avaliação experimental do desempenho de arcos reforçados pelo intradorso, extradorso e por ambos, considerando as situações sem e com dano dos arcos.
- Execução de ensaios à flexão e compressão de provetes reforçadas com malha de fibra de vidro.

Capítulo 6 – Conclusões e Trabalhos Futuros

- Estudo deste tipo de solução de reforço em modelos cúpula de alvenaria de adobe.
- Avaliação do desempenho de arcos reforçados utilizando outro tipo de ensaios, nomeadamente com imposição de deslocamentos horizontais ou ensaios em plataforma sísmica.
- Avaliação da durabilidade da solução de reforço e do seu desempenho em condições adversas (de humidade e temperatura).
- Utilização dos resultados experimentais na calibração de modelos numéricos para a simulação de arcos não reforçados e reforçados.

BIBLIOGRAFIA

- Almeida, V. (2015). *Arquitetura de Terra na Região de Aveiro Reabilitação de construções em adobe*. Tese de Mestrado, Faculdade de Arquitetura e Artes da Universidade Lusíada do Porto, Porto.
- Bardou, P & Arzoumanian, V. (1979). *Arquiteturas de adobe*. Barcelona: Editorial Gustavo Gili. 165p. (Tecnología y arquitectura)
- Barroso, C. (2016). *Reforço Sísmico Inovador de Construção de Taipa*. Tese de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- Blondet, M., Vargas, J., Velasquez J. & Tarque N. (2006). *Experimental Study of Synthetic Mesh Reinforcement of Historical Adobe Buildings. Structural Analysis of Historical Construction, Vol 2 (Set of 3 Volumes): Possibilities of Numerical and Experimental Techniques*, 2, 715.
- Doat, P., Hays, A., & Houben, H. (1991). *Building With Earth*. The Mud Village Society, New Delhi.
- Fabbri, G. T. P. F. (1994). *Caracterização da fração fina de solos tropicais através da absorção de azul-de-metileno*. Tese de Doutoramento, Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, Brasil.
- Fernandes, M. (2006). *Técnicas de construção em terra*. Terra: Forma de Construir. *Arquitetura. Antropologia. Arqueologia - 10ª Mesa Redonda de Primavera*, 20-25. Porto: Argumentum.
- Figueiredo, A., Varum, H., Costa, A., Silveira, D., & Oliveira, C. (2013). *Seismic retrofitting solution of an adobe masonry wall*. *Materials and Structures*, 46, 203-219.
- Frumento, S., Magenes, G., Morandi, P., & Calvi, G. M. (2009). *Interpretation of experimental shear tests on clay brick masonry walls and evaluation of q-factors for seismic design*. Pavia: IUSS Press.
- Houben, H. & Guillad, H. (2008). *Earth Construction: A comprehensive guide*. Parenthèse, Marseille. France.

Bibliografia

- Michiels, T. (2015). Seismic Retrofitting Techniques for Historic Adobe Buildings, *International Journal of Architectural Heritage*. 9(8), 1059-1068.
- Minke, G. (2006). *Building with Earth: Design and Technology of a Sustainable Architecture*. Birkhäuser - Publishers for Architecture.
- Moreira, S. (2015). Seismic retrofit of masonry-to-timber connections in historical constructions. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Portugal.
- Neubauer, L. W. (1964). *Adobe construction methods. Manual 19 of the California Agricultural Experiment station, University of California, USA*.
- Neves, C. & Faria, O. (2011). *Técnicas de construção com terra*. Bauru, SP: FEB-UNESP/PROTERRA. Disponível em <http://www.redproterra.org>>. Acedido em 21/06/2017.
- Neves, C., Faria, O., Rotondaro, R., Cevallos, P. & Hoffman, M. (2005). Seleção de solos e métodos de controle em construção com terra – práticas de campo. PROTERRA/CYTED, IV SIACOT/III ATP.
- Noguez R & Navarro S (2005) Reparación de muros de adobe com el uso de mallas sintéticas. International Conference SismoAdobe2005, PUCP, Lima, Peru.
- Oliveira, D.V., Basilio, I., & Lourenço, P.B. (2010). Experimental behavior of FRP strengthened masonry arches. *Journal of Composites and Constructions*, 14, 312-322.
- Park, R. (1989). Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 22(2), 155–166.
- Pereira, H. (2008). *Caracterização do comportamento estrutural de construções em adobe*. Tese de Mestrado. Departamento e Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal.
- Ribeiro, A. (2015). *Análise experimental do comportamento ao corte de paredes reforçadas em alvenaria de BTC*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, Portugal.

Bibliografia

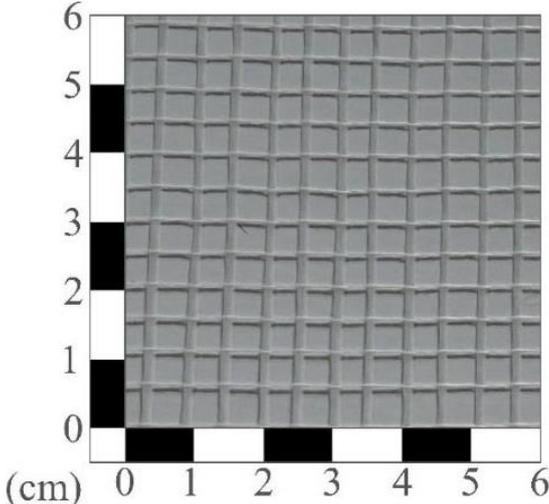
- Sadeghi, N., Oliveira, D.V., Correia, M., Azizi-Bondarabadi, H. & Orduña, A. (n.a.). Seismic Performance of Historical Vaulted Adobe Costructions: A Numerical Case Study from Yazd, Iran.
- Sadeghi, N., Oliveira, D.V., Silva, R.A., Mendes, N., Correia, M. & Azizi-Bondarabadi, H. (2017). Performance of adobe vaults strengthened with LC-TRM: an experimental approach. 3rd International Conference on Protection of Historical Constructions. Lisboa, Portugal.
- Sathiparan N. & Meguro K. (2015). Strengthening of adobe houses with arch roofs using tie-bars and polypropylene band mesh. *Construction and Building Materials*, p. 360-375.
- Silveira, D., Varum, H., Costa, A., Martins, T., Pereira, H., & Almeida, J. (2012). Mechanical properties of adobe bricks in ancient constructions. *Construction and Building Materials*, 28(1), 36–44.
- Tavares, F. (1998), *Dicionário da Construção ou "glossário da construção civil / arquitetura "*.
- Tolles, E.L., Kimbro E.E., & Ginell W.S. (2002). *Planning and Engineering Guidelines for the Seismic Retrofitting of Historic Adobe Structures*, Getty Conservation Institute Scientific Reports. Los Angeles, CA.
- Tomažević, M. (1999). *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. (A. S. Elnashai & P. J. Dowling, Eds.). Imperial College Press.
- Torgal, F. P., Eires, R. M., & Jalali, S. (2009). *Construção em Terra* (TecMinho ed.). Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, Guimarães, Portugal.
- Torrealva, D., Neumann, J.V., & Blondet, M. (2006). Earthquake resistant design criteria and testing of adobe buildings at Pontificia Universidad Catolica del Peru. Getty Seismic Adobe Project 2006 Colloquium. Los Angeles, CA: Getty Conservation Institute.
- UNESCO, *Nomination for Historic City of Yazd for Inscription on The Work Heritage List: Executive Summary*. World Heritage Convention, 2016, Tehran, Irão.
- Varum, H., Figueiredo, A., Costa, A., Silveira, D. & Carvalho, J. (2010). Caracterização e Reforço de Construções em Adobe. Conferência Internacional sobre Reabilitação de Estruturas Antigas de Alvenaria. Sísmica 2010: 8º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica.

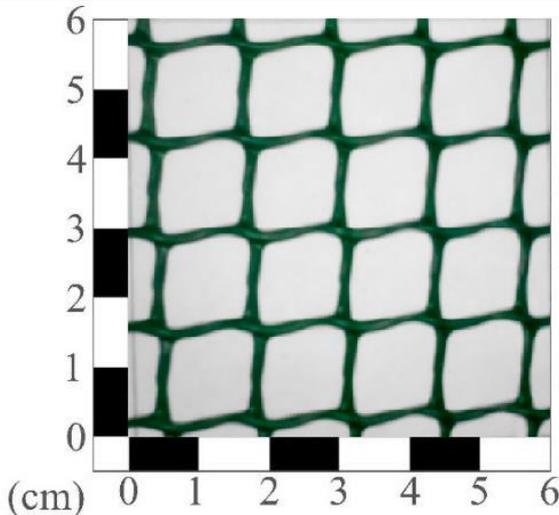
Bibliografia

Zanotti, S. (2015). *Seismic Analysis of the Church of Kuño Tambo (Peru)*. Tese de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Guimarães, Braga.

ANEXOS

ANEXO I – FICHA TÉCNICA DAS MALHAS DE REFORÇO

Ficha Técnica da malha de reforço nº 1		
Nome: A1		
Nome Comercial: Fibra de vidro		
Fabricante: -		
Loja: Casa Boavista, Fornelos, Barcelos		Preço: 0,85 €/m ²
Propriedades da Malha		
Tipo de Material: Fibra de Vidro		Cor: Branca
Largura do rolo: 1m		
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Dimensões da quadrícula (mm)	4	5
Propriedades Mecânicas		
Resistência à tração (kN/m)	16,5	12,6
Extensão última (mm/m)	≥ 20	≥ 20
Módulo de Elasticidade (kN/m)	971	679
Ilustração		
 <p>The illustration shows a square grid mesh. The vertical axis (y) is labeled from 0 to 6 cm, and the horizontal axis (x) is labeled from 0 to 6 cm. The grid consists of 6 columns and 6 rows of squares. The squares are shaded in a light gray color, and the grid lines are dark gray. The scale bar is located at the bottom of the grid, with markings at 0, 1, 2, 3, 4, 5, and 6 cm.</p>		

Ficha Técnica da malha de reforço nº 2		
Nome: A2		
Nome Comercial: Rede CUADRANET		
Fabricante: Intermas Nets S.A.		
Loja: AKI, Braga	Preço: 2,80 €/m ²	
Propriedades da Malha		
Tipo de Material: PVC	Cor: Verde	
Largura do rolo: 1m		
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Dimensões da quadrícula (mm)	9	11
Propriedades Mecânicas		
Resistência à tração (kN/m)	2,2	2,5
Extensão última (mm/m)	≥ 250	≥ 200
Módulo de Elasticidade (kN/m)	106	108
Ilustração		
		

Ficha Técnica da malha de reforço nº 3		
Nome: A3		
Nome Comercial: Rede BALCONET Verde C-05		
Fabricante: Intermas Nets S.A.		
Loja: AKI, Braga	Preço: 4,89 €/m ²	
Propriedades da Malha		
Tipo de Material: PVC	Cor: Verde	
Largura do rolo: 1m		
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Dimensões da quadrícula (mm)	4,5	4,5
Propriedades Mecânicas		
Resistência à tração (kN/m)	2,5	2,3
Extensão última (mm/m)	≥ 250	≥ 200
Módulo de Elasticidade (kN/m)	22	22
Ilustração		

Ficha Técnica da malha de reforço nº 4		
Nome: A4		
Nome Comercial: Rede Avícola AVINET		
Fabricante: Intermas Nets S.A.		
Loja: AKI, Braga	Preço: 0,89 €/m ²	
Propriedades da Malha		
Tipo de Material: Nylon	Cor: Preta	
Largura do rolo: 1m		
	Direção Longitudinal (x)	Direção Transversal (y)
Dimensões da quadrícula (mm)	16	16
Propriedades Mecânicas		
Resistência à tração (kN/m)	2,8	2,9
Extensão última (mm/m)	≥ 500	≥ 350
Módulo de Elasticidade (kN/m)	22	26
Ilustração		
