



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Aderência das Armaduras aos Materiais Ativado Alcalinamente

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Especialidade de Estruturas

Autor

João André Nunes Pinto da Costa

Orientador

Prof. Doutor Sérgio Manuel Rodrigues Lopes

Prof. Doutor Adelino Vasconcelos Lopes

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Julho, 2015

AGRADECIMENTOS

Ao longo desta jornada muitas pessoas cruzaram o meu caminho e tornaram esta fase da minha vida inesquecível, é de todo impossível agradecer a todos estes numa única folha, mas estar-lhes-ei sempre grato na minha memória.

A execução deste projeto não teria sido possível sem a coordenação e ajuda das seguintes pessoas:

Agradeço ao meu orientador, Professor Doutor Sérgio Lopes, pela proposta do tema e incentivo na sua execução, demonstrando sempre simpatia e disponibilidade.

Ao meu coorientador, Professor Doutor Adelino Lopes, um especial agradecimento, por ter estado sempre presente em todos os momentos, pelo auxílio nos ensaios laboratoriais, por disponibilizar o seu tempo em todas as situações, mesmo quando não lhe era oportuno, para além de todas as conversas informais e ensinamentos para a vida.

Agradeço ao Professor Doutor José Carlos Duarte Grazina, pela disponibilização de bibliografias sobre o tema, e pela disponibilidade mostrada para ajudar.

Gostaria também de agradecer a todos os técnicos do Laboratório de Estruturas e do Laboratório de Geotecnia do DEC-FCTUC, nomeadamente ao Senhor José António Marques Lopes, ao Senhor José Edmundo de Almeida Pais, ao Senhor Luís Gaspar, ao Senhor Ilídio Santos, ao Carlos Martins e ao André Marques, por toda a disponibilidade mostrada, apoio e os conselhos durante o decorrer do trabalho experimental.

Por último mas não menos importantes, agradeço aos meus colegas, que me ajudaram tanto em correções, como a relaxar durante os períodos mais intensos. Dando um especial destaque a Herman Dumby, Sara Gouveia, João Maurício, Liliana Relvão, Mário Cabecinha e Cátia Ribeiro entre outros que sempre mostraram a sua amizade.

Fora do contexto acadêmico, mas com grande importância na minha vida, pois foram estes que me deram a oportunidade de perseguir este sonho, um enorme obrigada aos meus pais; António José da Silva Pinto da Costa e Maria Albertina Jorge Nunes Pinto da Costa.

Agradeço a minha irmã, Sara Carolina Nunes Pinto da Costa, que apesar de ser a pessoa mais chata do mundo, sempre mostrou preocupação, interesse e carinho.

Agradeço aos meus avós, por todas as pequenas ajudas e carinho que sempre demonstraram, em todos os momentos da minha vida.

Por fim gostaria de agradecer a “DEUS”, pois é a minha luz ao fundo do túnel, que me faz avançar todos os dias para a frente.

RESUMO

O betão armado constituído à base de cimento Portland, é o material mais utilizado na construção do mundo desenvolvido. Este tipo de betão é um material de aplicação estrutural por excelência, mas produz uma elevada quantidade de resíduos. Este fator contribui para o aumento do nível de poluição durante o processo construtivo.

Não se pode deixar de considerar exagerada a energia utilizada para construir um edifício. Esta energia é consumida durante a produção dos materiais e na construção do edifício. Este aspeto constitui um entrave à concretização dos objetivos inerentes aos pressupostos do desenvolvimento e construção sustentáveis.

Cada vez mais, é importante analisar as propriedades mecânicas de misturas em que o ligante usado tenha a função de substituir o cimento Portland e que não apresente resultados inferiores e, em simultâneo, um processo de obtenção mais eficiente, menos poluente e mais económico.

Na presente dissertação pretende-se estudar a viabilidade da utilização de um material ativado alcalinamente na substituição do tradicional betão de cimento. O trabalho, de cariz experimental, incidirá essencialmente na avaliação da aderência das armaduras aos materiais ativados alcalinamente, através de ensaios monotónicos de arrancamento "POT" seguindo as indicações da norma EN 10080. Neste estudo os principais parâmetros mecânicos estudados foram a tensão de aderência e respetivo deslizamento, para além da resistência à compressão e à tração dos materiais. Os resultados foram alvo de comparações com as recomendações do MC 1990, com as normas de dimensionamento do Eurocódigo 2 e REBAP e com outros autores com ensaios semelhantes. O principal objetivo da dissertação consiste em comparar os resultados obtidos com os da argamassa de cimento Portland.

ABSTRACT

The reinforced concrete based on Portland cement, is the most used in the construction of the developed world. This type of concrete is an excellent material to structural application, but it produces a large amount of waste. This factor contributes to the raising level of pollution during the construction process.

The energy used to construct a building can easily be considered exaggerated. This energy is consumed during the production of materials and construction of the building. This aspect constitutes an obstacle to the achievement of the goals linked with the assumptions of sustainable development and construction.

It is increasingly important to consider the mechanical properties of mixtures in which the binder used has to replace Portland cement function with inferior results and, simultaneously, having a process of extraction of the raw material more efficient, less polluting and less costly.

In the present work it is intended to examine the feasibility of the use of a material alkali-activated in replacement of the traditional cement concrete. The experimental work, will focus primarily on the assessment of adherence in alkali-activated materials through pull-out tests "POT" following the instructions of EN 10080. The main mechanical parameters were the bond stress and respective slip, the resistance to compression and traction. The results were subjected to comparisons with the MC 1990 recommendations, with the design rules of Eurocode 2 and REBAP and other authors with similar tests. The main purpose of this work is to compare the results with those of cement Portland.

ÍNDICE

Agradecimentos.....	i
Resumo.....	iii
Abstract.....	iv
Índice.....	v
1 Introdução.....	1
2 Conceitos Teóricos.....	4
2.1 Aderência.....	4
2.2 Componentes da Aderência.....	5
2.2.1 Aderência química ou adesão.....	5
2.2.2 Aderência por atrito.....	5
2.2.3 Aderência mecânica.....	6
2.3 Modelos.....	7
2.3.1 Modelos numéricos.....	8
2.4 Influência das resistências mecânicas do material na aderência.....	10
2.4.1 MC 90.....	10
2.5 Normas.....	12
2.5.1 Eurocódigo 2.....	12
2.5.2 REBAP.....	13
2.5.3 Ensaio de arrancamento POT.....	14
2.6 Geopolímero.....	16
3 Procedimento experimental.....	18
3.1 Caracterização dos Materiais.....	18
3.1.1 Metacaulino.....	18
3.1.2 Areia.....	19
3.1.3 Silicato de Sódio.....	19
3.1.4 Hidróxido de Sódio.....	20
3.1.5 Cimento.....	20
3.1.6 Água.....	20
3.2 Misturas.....	20
3.2.1 Geopolímero.....	20
3.2.2 Amassadura da Argamassa.....	22

3.2.3	Imperfeições nos provetes	23
3.3	Resistências mecânicas dos materiais	25
3.3.1	Resistências dos Geopolímeros	28
3.3.2	Resistências das Argamassas	33
3.3.3	Aço	38
3.4	Descrição do Ensaio de aderência e Instrumentação	40
3.4.1	Preparação dos Provetes	40
	Figura 3.30 – Medidas dos provetes com varão, em mm.	42
3.4.2	Descrição dos ensaios de arrancamento “Pullout-test”	42
4	Resultados dos ensaios	45
4.1	Aspetos Comuns	45
4.2	Provetes de Argamassa com varão $\Phi 6$	45
4.3	Provetes Geopoliméricos com varão $\Phi 6$	48
4.4	Provetes de argamassa com varão $\Phi 8$	51
4.5	Provetes geopoliméricos com varão $\Phi 8$	53
5	Análise global dos resultados	55
5.1	Análise da primeira mistura geopolimérica	55
5.2	Análise da primeira mistura de argamassa	57
5.3	Análise da segunda mistura geopolimérica	58
5.4	Análise da segunda mistura de argamassa	60
5.5	Comparação com outros autores	62
6	Considerações Finais	65
6.1	Trabalhos Futuros	66
	BIBLIOGRAFIA	67
	ANEXO	71

1 INTRODUÇÃO

O betão armado BA, constituído à base do cimento Portland Normal CPN, constitui o material mais utilizado na construção de edifícios e obras-de-arte nos países desenvolvidos. Este material de aplicação estrutural por excelência, está associado ao tipo de indústrias que apresenta um elevado grau de poluição durante o processo construtivo.

Naturalmente, o BA tem vindo a ser alvo de inúmeros estudos científicos e tecnológicos no intuito de se conhecer melhor o seu comportamento e de se apurar cada vez mais os seus processos construtivos. Sabe-se também que, a longo prazo, apresenta problemas de durabilidade e de degradação. Na sua aplicação também apresenta algumas dificuldades, sendo necessário dotar a mistura da trabalhabilidade e da plasticidade necessária, através da incorporação de adjuvantes; plastificantes e superplastificantes. Por vezes utilizam-se controladores de obtenção de presa. Na incessante procura de outros tipos de betão, surgiu como alternativa, um material com características estruturais semelhantes às obtidas com recurso do CPN, nomeadamente o geopolímero, o qual corresponde à ativação alcalina de um ligante. Este material apresenta vantagens interessantes de natureza ambiental, económica e estrutural.

Com o passar dos tempos, o BA de CPN tem evidenciado fragilidades na sua durabilidade a longo prazo. Neste sentido a comunidade científica virou a sua atenção para as estruturas construídas pelo Homem que apresentam nos dias de hoje um bom estado de conservação e começou a analisar a constituição dos seus materiais. Nas pesquisas efetuadas foi possível descobrir que as argamassas, ou betões utilizados, eram obtidos através de argilas calcinadas moídas, materiais cerâmicos moídos e compostos à base de cal, formando um composto semelhante ao atual ligante, utilizado nas misturas de BA. Estes foram os primeiros compostos realizados com recurso à ativação alcalina. Os materiais ativados alcalinamente apresentam, ao longo do seu tempo de vida útil, resultados que justificam em muitos casos, ser uma excelente alternativa estrutural ao BA (Guerra, 2014).

Com base numa receita anteriormente usada no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, obteve-se a composição de um geopolímero para este estudo. A mistura tem como ligante o metacaulino em pó, em substituição do CPN,

e um ativador composto por Silicato de Sódio e Hidróxido de Sódio, para além dos agregados, neste caso areia.

Desde o início da utilização do betão, que este apresenta diversas características mecânicas, sendo que uma das mais importantes corresponde à aderência aço-betão. Na sua essência, a aderência é responsável pela existência do betão armado.

A principal função do betão armado é garantir uma boa capacidade de utilização da estrutura, de modo a limitar a fissuração e melhorar a distribuição destas ao longo da peça, evitando assim flechas excessivas e roturas localizadas. Mas, a aderência também é utilizada para a ancoragem da força de tração das armaduras que garantem as condições anteriores. Esta aderência é garantida pelo equilíbrio na zona de ancoragem, com bielas de compressão, que se propagam pelo betão a partir da extremidade da armadura. Uma boa ancoragem por aderência das barras, com extremidade reta, depende principalmente das nervuras do varão, devido à resistência às tensões tangenciais do betão entre as nervuras (Fernandes, 2000).

Sendo assim, torna-se cada vez mais importante analisar as propriedades mecânicas de misturas em que o ligante usado tenha a função de substituir o CPN e que, pelo menos, não apresente resultados inferiores e, em simultâneo, um processo de obtenção mais eficiente. Neste sentido, neste trabalho foi estudada a aderência no caso de misturas construídas sem o recurso ao CPN, criando-se a possibilidade de substituição deste em elementos estruturais aplicados na Engenharia Civil.

Em concreto, este estudo experimental tem como objetivo avaliar e comparar o fenómeno da aderência, através de ensaios de arrancamento monotónicos “POT”, de acordo com a norma prEN 10080. Pretende-se ainda comparar os resultados a obter com os dos modelos propostos no MC 90, no EC2, no REBAP, bem como os resultados de outros autores. Foi ainda necessário efetuar uma análise prévia das características resistentes e dos parâmetros mais relevantes deste novo material em relação ao tradicional betão de CPN. Para o efeito, foram criados e analisados provetes, com base nas misturas utilizadas, para a execução de ensaios de rotura à tração por flexão, de ensaios de rotura por compressão e ensaios que forneçam a resistência à compressão diametral.

Como o material em estudo é um material consideravelmente recente e incorpora, de igual forma, materiais escassamente estudados, não existem normas que nos explicitem quais os procedimentos laboratoriais a serem efetuados. Contudo, os procedimentos laboratoriais e os ensaios foram realizados com base nas normas dedicadas ao betão armado.

Portanto, a concretização do principal objetivo incidirá na comparação e análise do parâmetro mecânico de aderência, o diagrama tensão de aderência-deslizamento, entre o aço e a argamassa, e também entre o aço e o geopolímero, através dos referidos ensaios experimentais de arrancamento monotônicos, designados por “POT”. Nestes ensaios serão analisadas as tensões de rotura, e do respetivo deslizamento, para os dois materiais e para dois varões de diâmetros diferentes.

A organização desta dissertação divide-se em 6 capítulos. No primeiro capítulo é feita uma pequena introdução do tema geral e das razões para a sua importância além dos objetivos pretendidos para este projeto experimental.

No Capítulo 2 é apresentada uma nota bibliográfica onde estão presentes os conhecimentos de diversos autores sobre a aderência, e onde é apresentado o respetivo ensaio de arrancamento “POT”, para obtenção e análise deste parâmetro mecânico, além de uma breve revisão sobre o material aqui estudado, o geopolímero, e os seus parâmetros mecânicos.

No capítulo seguinte, apresenta-se a descrição de todo o processo experimental para os ensaios Pull-out Test. Também é descrito o fabrico das misturas geopoliméricas e da argamassa, assim como a obtenção dos provetes e consequente análise de algumas propriedades mecânicas, tais como a resistência à tração por flexão, a resistência à compressão e a resistência à compressão diametral.

No Capítulo 4 são expostos os resultados obtidos nos ensaios “POT” e é feita a correspondente análise em função da relação tensão de aderência-deslizamento.

No Capítulo 5 é feita uma comparação dos resultados dos ensaios “POT” com os modelos propostos e com outros autores.

Por fim, no Capítulo 6 são compiladas as principais conclusões desta tese, assim como são expostos conhecimentos que levam à sugestão de trabalhos futuros sobre o tema.

2 CONCEITOS TEÓRICOS

2.1 Aderência

Numa estrutura de betão armado, uma das características mecânicas mais importantes consiste no fenómeno da aderência. A aderência entre o aço e o betão pode definir-se como o conjunto de tensões tangenciais que permite que as forças longitudinais sejam transferidas da armadura para o betão envolvente. A aderência é uma característica fundamental do betão armado. (Fernandes, 2000)

Para quantificar a resistência de aderência, são normalmente usados ensaios de arrancamento, conhecidos como “Pull-out Tests”, designados abreviadamente por POT. Estes ensaios consistem na aplicação de uma força de tração num varão de aço incorporado num corpo de betão, neste ensaio são ainda medidos os deslocamentos entre o corpo e o varão. É normalmente executado com controlo de deformação, aplicando-se deformações que excedem bastante a deformação correspondente ao ponto de força máxima de tração, resistência última de aderência.

Em Grazina (2000) a resistência de aderência depende de 4 parâmetros primários:

- Características do betão;
- Características do aço;
- Geometria da peça e condições de fronteira;
- Tipo de carregamento e história dos carregamentos anteriores.

A importância de cada um destes parâmetros pode ainda depender de uma diversidade de fatores secundários implicados; para além das condições do ensaio, a falta de rigor na geometria do provete pode originar tensões residuais.

No âmbito do betão armado, este fenómeno da aderência já foi estudado anteriormente, existindo vários estudos intensivos, alguns dos quais poderão ser encontrados na bibliografia. Os mais relevantes datam do fim da década de 70 e início da década de 80, tais como (Rehm,

1969), (Goto, 1971), (Tassios, 1979), (Bartos, 1982), (Fusco, 1995) e (Eligehausen, 1996) entre outros (bulletin 10, Fib).

2.2 Componentes da Aderência

O valor da resistência de aderência, corresponde a um valor médio de tensões, valor este que pode ser subdividido em 3 frações principais relativas: a adesão, o atrito e a aderência mecânica. No entanto não é possível determinar cada um destas frações separadamente, devido à complexidade dos fenômenos envolvidos.

2.2.1 Aderência química ou adesão

Este fenômeno ocorre durante as reações de presa do material onde são formadas as interligações químicas e micro mecânicas entre o material e o varão. Para além das características do betão, este fenômeno depende essencialmente do estado de conservação e de limpeza da armadura.

De acordo com ACI COMMITTEE 408 (1991), a resistência de adesão pode ser verificada através do ensaio representado na Figura 2.1, no qual se aplica uma força R_{b1} de modo separar o bloco betonado da chapa de aço sobre o qual foi betonado.

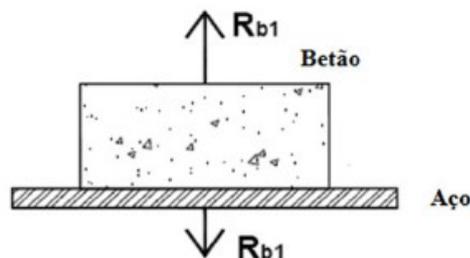


Figura 2.1 – Aderência por adesão.

Isoladamente, esta componente da aderência não é suficiente para uma boa ligação do aço ao betão. Para além de ser destruída para pequenos deslocamentos relativos entre o aço e o betão, também o é para solicitações muito fracas. Segundo os ensaios realizados por Youlin (1992), esta resistência varia entre 0,4 e 0,8 MPa, podendo ser desprezada, quando comparada com as correspondentes resistências de aderência máxima que podem atingir valores na ordem dos 20 MPa.

2.2.2 Aderência por atrito

O atrito é uma força tangencial gerada pelos deslocamentos relativos entre duas superfícies. Depende fundamentalmente das tensões normais entre estas superfícies sendo

normalmente quantificada a partir de um produto entre estas tensões e um coeficiente de atrito a avaliar. No caso do betão armado, este coeficiente de atrito pode variar entre 0,3 e 0,6, dependendo da rugosidade da superfície da armadura, do estado de oxidação do varão, da composição do betão, das forças de contacto normais às superfícies e do historial de carregamentos (Fusco, 1995).

A parcela relativa ao atrito pode ser estimada através de ensaios de arrancamento POT com varão liso, como se pode observar na Figura 2.2. Importa salientar que os valores da resistência obtidos R_{b2} englobam os obtidos para a resistência por adesão R_{b1} .

Para os varões nervurados, o efeito do atrito só é observável, após a rotura por aderência mecânica, i.e. depois de existir grandes deslizamentos do varão. Neste contexto, pode dizer-se que a transmissão de esforços é reduzida e praticamente realizada por atrito.

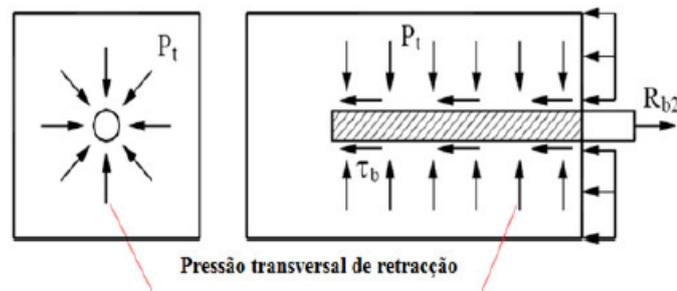


Figura 2.2 – Aderência por atrito.

2.2.3 Aderência mecânica

No âmbito do betão armado, a aderência mecânica corresponde à principal fração da resistência entre o aço e o betão. Quando o varão de aço é tracionado, provocando o possível escorregamento, são originadas tensões de compressão no betão, como se pode observar na Figura 2.3. Estas tensões dão origem à micro-fissuração e ao micro-esmagamento do material.

Para o caso de armadura nervurada, a aderência mecânica é ainda mais importante na resistência ao arrancamento, em função da resistência que o material oferece às pressões exercidas pelas nervuras. Esta ligação depende da forma, altura, inclinação e distância livre entre as nervuras (Rehm apud Leonhardt, 1977).

De acordo com, Fusco (1995), e Lutz (1967), a aderência mecânica também está presente na armadura lisa, através dos efeitos de adesão e atrito na superfície de contacto, consequência das irregularidades superficiais e ondulações inerentes ao processo de laminação.

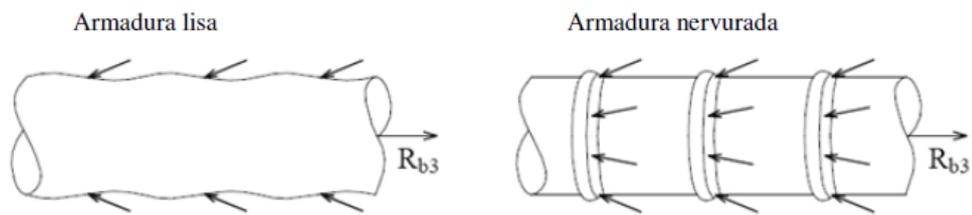


Figura 2.3 – Aderência mecânica.

Cada uma das três frações de resistência tem uma influência diferente que depende da carga aplicada, da tensão de aderência existente e do estado de fendilhação do material. Podendo as três atuar em simultâneo na superfície de contacto varão-material, podem contudo variar de intensidade de ponto para ponto em função do deslocamento relativo. Normalmente, num dado instante do ensaio POT, uma delas tem efeito predominante, em determinadas zonas do varão, como se pode observar na Figura 2.4 (Grazina, 2000).

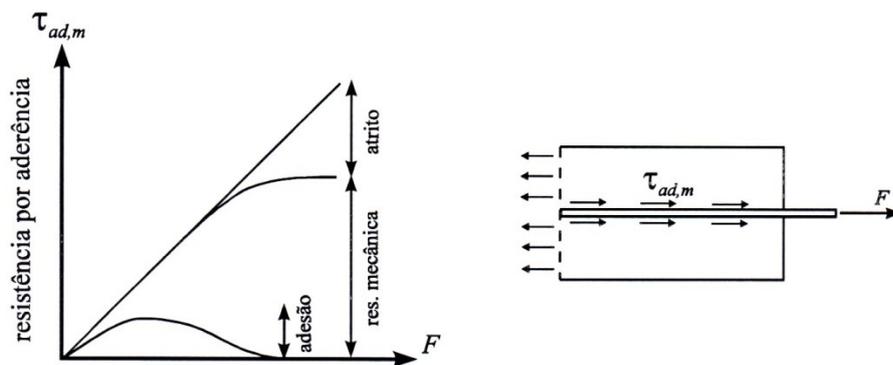


Figura 2.4 – Dimensão de cada componente no fenómeno de aderência.

2.3 Modelos

De acordo com o Bulletin 10 FIB (2000), as curvas teóricas padrão, que representam a aderência entre os diversos tipos de aço e o betão, são caracterizadas por quatro fases distintas, representadas na Figura 2.5.

A primeira fase ocorre quando o betão se encontra não fissurado e a armadura não apresenta escorregamento. Nesta fase, a aderência é principalmente assegurada pela adesão. O escorregamento é representado pela deformação do betão sob a ação da carga transmitida pela armadura, a qual poderá ter ainda a participação de pequenos escorregamentos relativos, na interface entre os dois materiais.

A perda da adesão ocorre na segunda fase, com o surgimento das primeiras fissuras devido à compressão induzida no betão.

Na fase seguinte, a que antecede a rotura por aderência, as fissuras transversais tornam-se mais longas e as fissuras longitudinais espalham-se ao longo de todo o perímetro de betão que circunda o aço.

A última fase corresponde à rotura por aderência, a qual depende da configuração inicial da armadura, do grau de confinamento, da resistência do betão, entre outros (Louro, 2011).

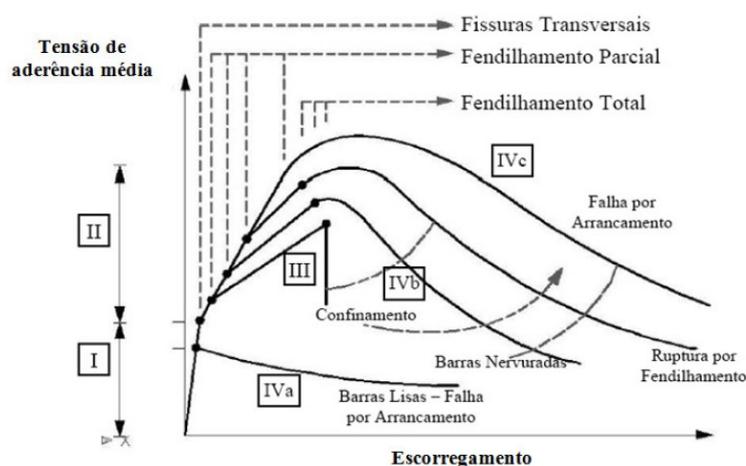


Figura 2.5 – Modelo aderência-escorregamento proposto em Bulletin 10 FIB (2000).

2.3.1 Modelos numéricos

Teoricamente, para um ensaio de aderência do tipo POT com carregamento monotónico, consideram-se dois tipos possíveis de rotura por aderência: ou a rotura por fendilhação e arrancamento do betão, ou a rotura por arrancamento dos varões. O primeiro modo de rotura, ocorre a partir de esforços de tração, que mobilizam o material entre nervuras e as cunhas de apoio destas, originando micro-fissuração e micro-esmagamento, de modo a provocar o deslocamento do varão. O segundo modo de rotura ocorre quando a armadura se encontra insuficientemente confinada, permitindo o escorregamento do varão.

Em Tassios (1979) foi proposto um modelo que descreve o comportamento da aderência, o qual foi verificado experimentalmente por ensaios POT com controlo de deformações (bulletin nº151). Foram analisadas as diversas fases de fendilhação e as respetivas tensões de aderência. A Figura 2.6 mostra a relação tensão de aderência/deslocamento proposta.

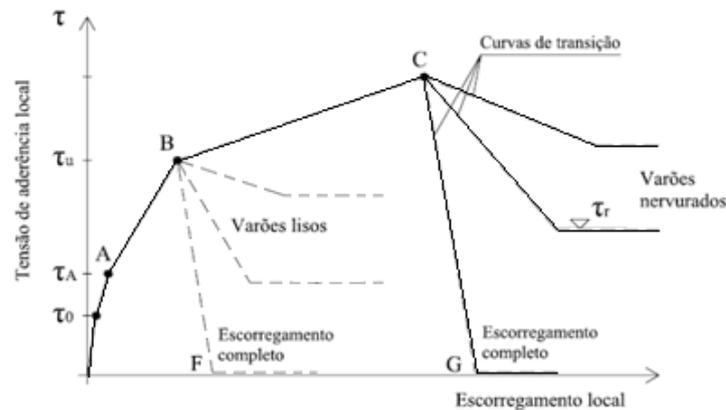


Figura 2.6 – Modelo aderência-escorregamento proposto por Tassios (1979).

De acordo com Tassios (1979), mesmo em pequenas solicitações existe escorregamento, embora seja extremamente pequeno, da ordem dos microns.

Numa primeira fase, para valores baixos de tensão, na ordem de 0,6 MPa até 1,5 Mpa, o principal mecanismo de resistência é a aderência química. Aumentando-se a força de tração no aço, também a tensão de aderência aumenta. Ocorrendo a rotura da adesão no nível τ_0 (Grazina, 2000).

Na fase seguinte para uma tensão menor que τ_A , verificam-se as quebras das ligações por adesão. Os pequenos escorregamentos locais da armadura dependem somente da deformabilidade do betão, sendo a inclinação do primeiro ramo da curva quase vertical.

Quando a tensão τ_A é atingida, passa a existir mobilização da resistência mecânica, com a transmissão de forças a ser efetuada através de esforços de corte ao nível das nervuras e por compressão do material à frente destas. Devido a estes esforços, verifica-se uma evolução dos estados de tensão no material, originando o aparecimento das primeiras fissuras de aderência. A rigidez da ligação diminui, sendo possível verificar-se este aspeto através da menor inclinação da curva.

A partir de τ_A inicia-se a propagação da fendilhação. À medida que a força de tração no varão vai aumentando também as fissuras de fendilhamento radial e longitudinal crescem em simultâneo com o esmagamento por compressão do material situado na frente das nervuras.

Seguidamente, para o caso da armadura nervurada, pode ocorrer a rotura, que em qualquer dos casos é bastante brusca, pois deve-se à rotura por tração do betão que tem um carácter

frágil. Para resistências do betão e espessuras de recobrimento comuns, a rotura por fendilhação e arrancamento do betão é a mais frequente. O valor mínimo residual τ_r , deve-se à resistência por atrito entre o varão e o betão não fendilhado. No entanto, esta tensão de aderência residual só se verifica se o betão se encontrar devidamente confinado ou por intermédio da armadura transversal ou da aplicação de uma força normal à superfície de deslizamento, caso contrário o seu valor é praticamente nulo (Fernandes, 2000).

2.4 Influência das resistências mecânicas do material na aderência

O fenómeno da aderência está diretamente relacionado com a resistência física do material. Nos ensaios POT a fendilhação transversal depende da resistência à tração, o esmagamento do material depende da resistência à compressão e a fendilhação longitudinal está relacionada com a resistência à tração por ensaio de compressão diametral.

Nestas relações é de referenciar o trabalho realizado por Tepfers acerca dos resultados dos ensaios do tipo POT, sobre provetes de betões com diferentes resistências. Os resultados apresentados na Figura 2.7 evidenciam não só uma maior tensão resistente ao deslizamento para o betão com maior à compressão f_{cc} , como também maior rigidez ao deslizamento. (Bulletin d'information N°151, 1982)

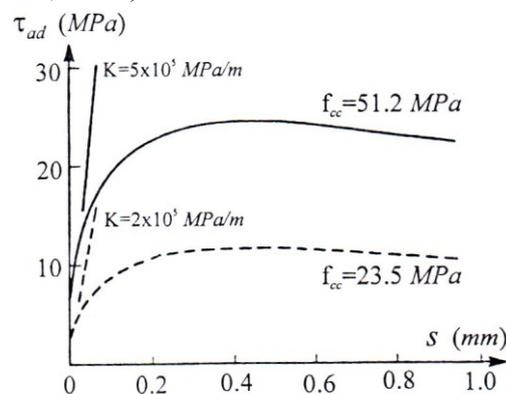


Figura 2.7 – Ensaio POT em betões com diferentes resistências (Tepfers, 1982).

2.4.1 MC 90

No CEB-FIB MC 1990 (1991) é apresentado um modelo de aderência aproximado, que resulta de uma análise estatística dos resultados dos ensaios POT com deformações controladas realizados por Elighausen et al, (1983). As tensões de aderência τ_b entre o betão e o varão podem ser calculadas em função do deslizamento s , tal como é apresentado na Figura 2.8.

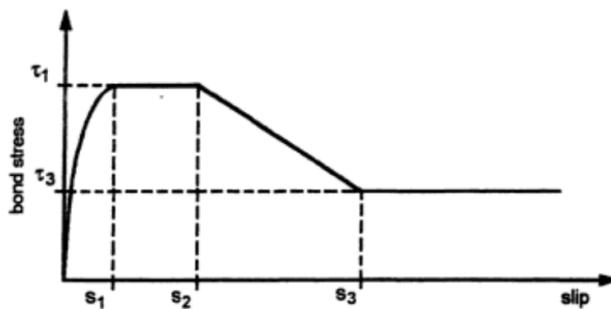


Figura 2.8 – Modelo de aderência MC 90, (1991).

$$\tau = \tau_1 \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \rightarrow 0 \leq s \leq s_1 \quad (2.1)$$

$$\tau = \tau_1 \rightarrow s_1 \leq s \leq s_2 \quad (2.2)$$

$$\tau = \tau_1 - (\tau_1 - \tau_3) \left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \right)^\alpha \rightarrow s_2 \leq s \leq s_3 \quad (2.3)$$

$$\tau = \tau_3 \rightarrow s_3 \leq s \quad (2.4)$$

Na Tabela 2.1. São apresentados os parâmetros de deslizamento delimitativos dos diversos ramos, assim como as tensões de aderência.

Tabela 2.1 – Valores relativos ao modelo de aderência do MC90.

	Betão não confinado (rotura por fend. Longitudinal)		Betão confinado (rotura por corte)	
	Condições de aderência		Condições de aderência	
	Boas	Outras situações	Boas	Outras situações
s_1	0,6 mm	0,6 mm	1 mm	1 mm
s_2	0,6 mm	0,6 mm	3 mm	
s_3	1 mm	2,5 mm	Espaço livre entre nervuras	
α	0,4		0,4	
τ_1	$2\sqrt{f_{ck}}$	$1\sqrt{f_{ck}}$	$2,5\sqrt{f_{ck}}$	$1,25\sqrt{f_{ck}}$
τ_3	$0,15 \tau_1$		$0,40 \tau_1$	

Apesar do quadro acima ser resultado de um vasto número de ensaios de arrancamento, existem aspetos que foram desprezados e que influenciam a relação τ_b -s. Entre estes destaca-se a consideração de que os valores apresentados são válidos para varões com uma área relativa de nervura (A_{sr}) próxima dos mínimos requeridos. No caso de varões com valores de A_{sr} muito superiores aos mínimos, os valores de tensão de aderência de pico, τ_{max} , aumentam e os deslizamentos correspondentes s_1 diminuem.

É pressuposto que a rigidez do ramo ascendente, praticamente não sofre alterações com o confinamento, uma vez que τ_1 e s_1 são maiores para o betão confinado. Não são contabilizados fatores relativos à betonagem e cura dos provetes.

2.5 Normas

2.5.1 Eurocódigo 2

De acordo com o Eurocódigo 2 (2004), existem vários tipos de amarração, entre quais o prolongamento reto, a amarração tipo laço, a amarração com varão transversal soldado e amarração do tipo cotovelo ou do tipo gancho. Estas duas últimas possibilidades não contribuem para a amarração de varões em compressão.

O valor de cálculo da tensão de rotura da aderência, f_{bd} , para varões de alta resistência pode ser considerado igual a:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{ctd} \quad (2.5)$$

Onde f_{ctd} representa o valor de cálculo da resistência do betão à tração, η_1 é um coeficiente que depende da aderência, o qual pode tomar o valor de 1 para condições de boa aderência ou 0,7 nos outros casos e η_2 é um coeficiente que assume o valor de 1 na condição $\phi \leq 32mm$, ou $\frac{132 - \phi}{100}$ para $\phi > 32mm$.

Portanto, para o EC2 o cálculo do comprimento de amarração necessário deve ter em consideração o tipo de aço dos varões e as suas respetivas propriedades de aderência.

Assim, o comprimento de amarração de referência necessário $l_{b,rqd}$, para amarrar a tensão σ_{sd} instalada num varão reto de diâmetro ϕ , admitindo a tensão de aderência constante e igual a f_{bd} será :

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi/4}{\sigma_{sd}/f_{bd}} \quad (2.6)$$

Por sua vez o comprimento de amarração de cálculo l_{bd} é determinado por:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (2.7)$$

Onde $l_{b,min}$ representa o comprimento de amarração mínimo se não existir outra limitação

Para amarrações de varões tracionados: $l_{b,min} > \max\{0, 3l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm\}$

Para amarrações de varões comprimidos: $l_{b,min} > \max\{0, 6l_{b,rqd}; 10\phi; 100mm\}$

Os coeficientes de α_1 a α_5 podem ser consultados no quadro 8.2 do Eurocódigo 2 parte 1-1. Estes coeficientes tem em conta certos fatores como, o formato do varão de aço, o recobrimento, o confinamento da peça de betão, o formato da ancoragem e se esta se encontra em compressão ou tração.

2.5.2 REBAP

Os valores de cálculo da tensão de rotura da aderência f_{bd} das armaduras ordinárias são indicados no quadro XI do REBAP, dependendo das condições de aderência e do valor de cálculo da resistência do betão à compressão f_{cd} , ou do valor de cálculo da resistência do betão à tração f_{ctd} . Assim para varões de aderência normal será:

$$f_{bd} = 0,3\sqrt{f_{cd}} \quad (2.8)$$

E para varões de alta aderência será:

$$f_{bd} = 2,25f_{ctd} \quad (2.9)$$

Para o caso das armaduras estarem submetidas a grandes gradientes de tensão, particularmente no caso de armaduras de grande diâmetro, deverá proceder-se a uma verificação local de aderência, que consiste em satisfazer a condição:

$$\tau_{bsd} = \frac{\Delta F_{ssd}}{\mu \Delta x} \leq f_{bd} \quad (2.10)$$

No caso de um varão de aço, de diâmetro ϕ , caracterizado por ter um valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% f_{syd} , o comprimento de amarração $l_{b,net}$ é determinado pela expressão:

$$l_{b,net} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \alpha l \quad (2.11)$$

Em que $A_{s,cal}$ indica a secção da armadura requerida pelo cálculo, $A_{s,ef}$ a secção da armadura efetivamente adotada, αl é um coeficiente que toma o valor de 0,7, no caso de amarrações curvas em tração, e é igual à unidade nos restantes casos, é:

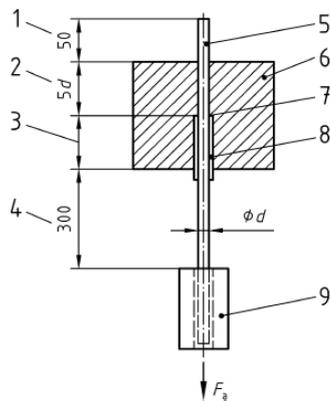
$$l_b = \frac{\phi f_{syd}}{4 f_{bd}} \quad (2.12)$$

Porém, em caso algum l_b ser tomado inferior a qualquer um dos seguintes valores: 10ϕ ; 100 mm; $0,3l_b$, no caso de varões traccionados ou $0,6l_b$, no caso de varões comprimidos.

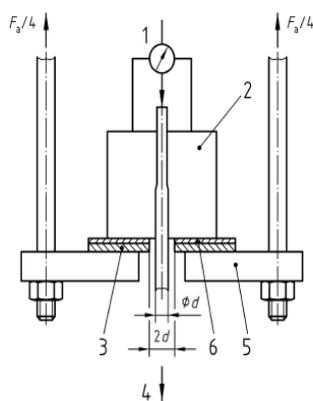
2.5.3 Ensaio de arrancamento POT

Os ensaios de arrancamento de um varão imerso num betão, designados por POT, são normalmente realizados utilizando como base a norma *EN 10080*, anexo D. Esta é a versão mais recente para este tipo de ensaios, relacionando a tensão de aderência com o comprimento de amarração reto.

O esquema do ensaio é ilustrado na Figura 2.9: (EN 10080, 2005). O ensaio consiste em puxar com a força F_a (9) um varão agregado a um bloco (6), ao longo de um comprimento definido (2) que trespassa os dois lados da amostra. A tensão é aplicada ao longo deste comprimento, aplicando-se uma força de tração numa extremidade do varão. A outra extremidade do varão (1) permanece livre, contendo um dispositivo para medir o deslizamento relativamente ao bloco. A relação entre a força de tração F_a e o escorregamento é medido até que F_s seja muito reduzida. A rotura pode dar-se por aderência ou por rotura do varão de aço ou ainda por fratura do bloco.



1. Extremidade de medição de deslocamentos
2. Comprimento de ancoragem
3. Comprimento livre, $5d$, (min. $\geq 200\text{mm}-5d$)
4. Extremidade de aplicação da força
5. Varão de aço
6. Bloco
7. Separador
8. Manga de plástico
9. Garra da máquina de ensaio



1. LVDT
2. Provete
3. Chapa de aço com 10 mm de espessura
4. Força de tração
5. Chapa de suporte com 30 mm de espessura
6. Borracha com 5 mm de espessura

Figura2.9 – Set-up do ensaio POT de acordo com a EN 10080.

A tensão aplicada ao longo do comprimento de ancoragem na superfície de contacto material-varão de diâmetro d é assumida constante, pelo que o correspondente valor médio $\tau_{ad,m}$ será:

$$\tau_{ad,m} = \frac{F_a}{5\pi d^2} \quad (2.13)$$

Durante o ensaio, é efetuada a medição da força de tração aplicada F_a , à medida que se vai aumentando o deslizamento do varão s . Só assim é possível conhecer-se a relação $\tau_{ad,m}-s$. Ou seja, este ensaio é realizado com controlo de deformação.

Vários autores realizaram ensaios experimentais sobre a aderência. Entre eles, é relevante mencionar os trabalhos realizados por (Soretz et al), que com base nos resultados definiram tensões de aderência correspondentes a deslizamentos de $0,01$, $0,1$ e 1 mm ($\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$ e τ_1) e a tensão correspondente à rotura (τ_u), no caso do deslizamento máximo ser menor que 1 mm, no calculo de (τ_{bm}), será usado (τ_u) no lugar de (τ_1).

A tensão correspondente à ruptura τ_u obtêm-se a partir do valor máximo τ_{\max} da curva $\tau_{ad,m}$ -s de cada ensaio. A tensão de referência (τ_{bm}) sendo a média das tensões de aderência para os diversos deslizamentos, apresentada na equação (2.14).

$$\tau_{bm} = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_1}{3} \quad (2.14)$$

Para comparação de resultados com as respectivas normas de dimensionamento usadas em Portugal, irá usar-se os valores de tensão para um deslizamento de 0,1 mm obtidos e retirados da curva do MC 90 para condições de boa e má aderência, para ser feita a sua comparação, pois não existe uma relação direta entre a relação tensão de aderência-deslizamento e as normas.

De acordo com o RILEM-FIP-CEB (1973) o valor da resistência de aderência (τ_{1R}) é igual ao ponto definido por Tassios (1979) como (τ_0), é aqui definido como a tensão de aderência para a qual ocorre um deslocamento da extremidade livre da barra de 0,1 mm em relação ao betão, este valor é menor que o valor da tensão de aderência efetiva, sendo assim por razões de segurança recomenda-se para o dimensionamento um valor bem afastado deste.

Este critério de comparação também é utilizado no trabalho realizado por (Fernandes, 2000), sendo que segundo este para um deslizamento até aos 0,1 mm dá-se a aderência inicial devido à adesão. Defendendo que neste trecho elástico linear, as deformações dos dois materiais são admitidos iguais e ainda não existe formação de fissuras, tornando-o assim ideal para a comparação com os valores das normas de dimensionamento.

2.6 Geopolímero

Mário (2014) e Francisco (2014) apresentam revisões bibliográficas acerca do estudo da ativação alcalina e os vários tipos de geopolímeros. Importa aqui salientar apenas os pontos mais importantes deste material para o estudo das suas resistências mecânicas.

O metacaulino, obtido a partir dos caulinos, aluminossilicatos naturais, pode ser ativado alcalinamente. Para tal é necessário que os caulinos sofram um tratamento térmico com vista à desidroxilação. De salientar que os caulinos, bem como as cinzas vulcânicas e certas cinzas volantes, não se inserem na linha tradicional dos ligantes minerais em que o cálcio predomina, uma vez que apresentam geralmente um baixo teor de cálcio ou praticamente nulo, em comparação com o cimento Portland, onde tem um papel predominante (Pinto, 2004, 2006).

De acordo com estudos efetuados sobre o tema, comprovou-se que o grau de reação nas soluções de metacaulino ativadas com silicato de sódio (NaSiO_4) e hidróxido de sódio (NaOH) é maior do que se o metacaulino for ativado apenas com NaOH . Esta conclusão apoia-se no facto de que a sílica presente no silicato de sódio reage mais rapidamente do que a sílica do metacaulino, ficando uma maior proporção de composto por reagir (Severo et al, 2013).

No estudo da ativação alcalina do metacaulino utilizando uma solução alcalina com silicato de sódio, Pinto (2004) mencionou um aumento de resistência mecânica, quer à compressão obtendo valores de 30 a 60 MPa, quer à tração por flexão, obtendo entre 5 e 7 MPa. Fernandez-Gimenez e Palomo (2003) referiram que a utilização de uma solução composta por NaOH e silicato de sódio como ativador alcalino, em vez de apenas NaOH provoca um aumento de 40-90 MPa após apenas um dia de cura (Severo et al, 2013).

Para além disso, estudos efetuados demonstram que geopolímeros produzidos com metacaulino e ativados com NaOH e silicato de sódio apresentam um aumento de resistência mecânica quando a relação molar $\text{Na}_2\text{O}/\text{SiO}_2$ diminui (Severo et al, 2013).

A aderência das misturas geopoliméricas ao aço foi estudada por Pinto (2002), através de ensaios de arranque por tração tal como é ilustrado na Figura 2.10. Para isso, usou provetes de betão de CPN e provetes geopoliméricos com as seguintes razões: 1:2 (metacaulino : agregado) e 1:1,1 (ativador : agregado). As dimensões dos provetes eram de $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ e o tipo de aço utilizado foi o mesmo. Em todos os provetes, 3 de cada material, a rotura deu-se por tração do provete não se tendo verificado em nenhum caso arranque da armadura. A média das tensões obtidas foi de 3,25 MPa para os provetes CPN e de 6,28 MPa para os provetes geopoliméricos, ou seja verificou-se um aumento de 93%.



Figura 2.10 – Ensaio de arrancamento por tração Pinto (2002).

3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

No capítulo introdutório foi apresentado o objetivo central deste trabalho: a caracterização mecânica da aderência das armaduras tradicionais de reforço das estruturas de betão armado aos materiais ativados alcalinamente. No presente Capítulo é pormenorizado o processo laboratorial executado, desde as características dos provetes, passando pela sua construção, pela caracterização dos materiais aplicados, pelo equipamento utilizado bem como o esquema de ensaio adotado para a obtenção dos valores de aderência, através de ensaios de arrancamento “Pull-out Test”. São ainda analisados e descritos os ensaios complementares para a caracterização dos parâmetros mecânicos das misturas.

3.1 Caraterização dos Materiais

3.1.1 Metacaulino

O metacaulino usado nestes ensaios laboratoriais é designado comercialmente por “*MetaMax® HRM*” trata-se um metacaulino de alta reatividade, cujas partículas são mais finas, apresenta maior densidade e contem maior teor de aluminossilicatos. Produto com a certificação *ISO 9002* e fornecido, sob a forma de saco, pela empresa americana *Engellhard*, hoje *BASF*.

Este produto é comercializado como sendo um aditivo do betão. De acordo com a empresa fornecedora, permite realizar acabamentos de qualidade superior e reduzir imperfeições, tais como manchas e pequenas fissuras resultantes da retração do cimento.

Também é referido que o metacaulino ao ser misturado com outros materiais finos e reativos desenvolve reações químicas de combinação, o que pode levar a um incremento das características resistentes da solução global.

Nas misturas realizadas, o metacaulino foi utilizado como ligante, desempenhando a função principal de “substituto” do cimento Portland utilizado nas misturas tradicionais.

A sua composição química elementar foi brevemente descrita no capítulo anterior. Desconhecem-se contudo as alterações ao longo do tempo, quer quando ensacado, quer quando o saco está aberto. De salientar que foi possível observar algumas diferenças de

densidade na utilização de um saco já aberto há alguns meses, possivelmente em função da humidade adquirida. Em condições normais a dimensão média das partículas deste material é de $1,2 \mu\text{m}$ e apresenta uma superfície específica de $13 \text{ m}^2/\text{g}$.

3.1.2 Areia

Para os ensaios a areia usada foi extraída junto ao nó da autoestrada A1 na zona de Taveiro, Coimbra.

A sua caracterização e classificação foram efetuadas anteriormente por (Mário, 2014), recorrendo a ensaios com procedimentos normalizados.

Da análise granulométrica realizada de acordo com a Especificação do LNEC *E 196 – 1966*, a partir de uma pequena amostra, na qual se realizou um ensaio de peneiração seguido de sedimentação, foram retirados os resultados indicados na Tabela 3.1 e Figura 3.1.

Tabela 3.1 – Granulometria da Areia.

Diâmetro [μm]	2000	850	425	250	106	75	59	42	27
Acumulado de material que passa [%]	100	64,2	32,1	12,0	4,70	3,80	3,10	2,37	1,68

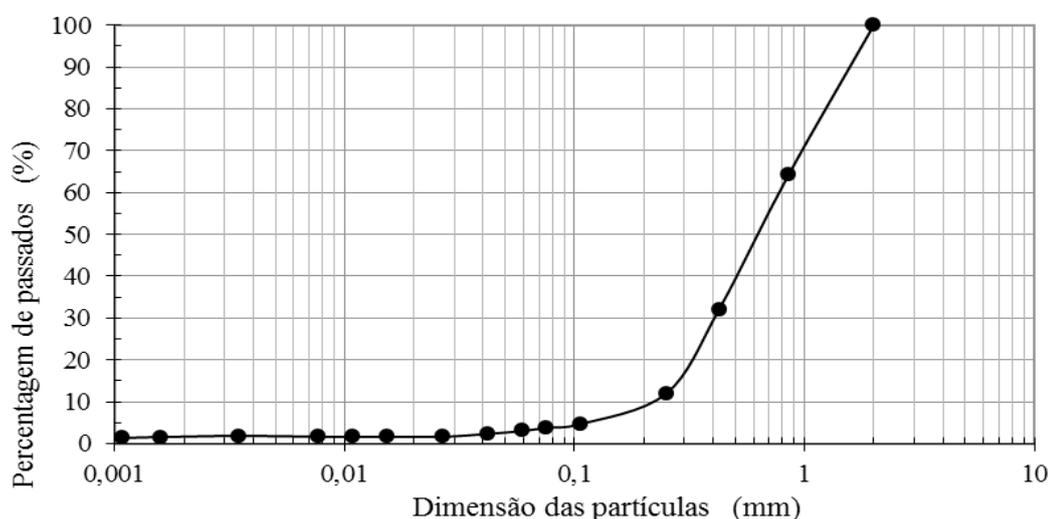


Figura 3.1 – Curva granulométrica da areia.

3.1.3 Silicato de Sódio

O silicato de sódio NaSiO_4 , é comercialmente designado por “*Silicato de Sódio D40*”, fornecido pela empresa “Sociedade Portuguesa de Drogas, S.A”. É um material que à

temperatura ambiente se encontra no estado líquido, apresenta alguma viscosidade, sendo também incolor e inodoro.

3.1.4 Hidróxido de Sódio

O hidróxido de sódio $NaOH$ é um composto preparado a partir da junção de soda cáustica e água. Nas misturas deste trabalho foi utilizada soda cáustica em grão, também fornecida pela empresa “*Sociedade Portuense de Drogas, S.A.*”. Esta mistura foi realizada na proporção de 1 kg de soda cáustica para 2,5 litros de água, o que corresponderá a uma concentração molar de 12,5M.

3.1.5 Cimento

O cimento utilizado nestas misturas foi o cimento Portland de Calcário, fornecido pela empresa “*Cimpor*” e que tem como nome comercial *CEM II/A-L 42,5R*. Este foi o escolhido por ser um dos tipos de cimento mais utilizados na realização de elementos estruturais em obras de engenharia civil e por apresentar, quando aplicado numa composição correta, um valor de resistência mecânica à compressão de 42,5 MPa aos 28 dias.

3.1.6 Água

A água utilizada foi a água da rede doméstica de abastecimento pública que é fornecida ao Laboratório de Estruturas do DEC-FCTUC, estando esta de acordo com a norma *NP ENV 206*.

3.2 Misturas

3.2.1 Geopolímero

Primeiramente preparou-se o hidróxido de sódio $NaOH$, misturando água, para se obter uma concentração desejada, de acordo com o anteriormente exposto. Esta mistura foi efetuada num recipiente metálico, visto dar-se uma reação exotérmica, atingindo cerca de 70°C, a qual liberta hidrogénio.

Posteriormente, foi necessário deixar arrefecer parcialmente esta mistura de $NaOH$. De facto, não se conhece a influência da temperatura a que ocorre a mistura dos dois ativadores nas propriedades resistentes finais do provete.

A composição do ativador é conseguida através de mistura de $NaOH$, com silicato de sódio $NaSiO_4$, na proporção de 1 (hidróxido): 2 (silicato). Na Figura 3.2. Mostram-se os componentes da mistura; o ativador composto, areia e o metacaulino.



Figura 3.2 – Componentes usados na realização da mistura.

Depois de reunidos todos os componentes, em condições ambientes de temperatura e pressão realizou-se a mistura numa misturadora da marca *Hobart*, tendo esta uma capacidade aproximada de 4/5 litros. A misturadora tem um recipiente em aço inoxidável e a pá misturadora tem as características exigidas na norma *NP EN 196*, correspondendo também aos requisitos de velocidade para a pá.

De acordo com (Teixeira Pinto, 2002), este tipo de misturadora é a indicada pois, “a alta viscosidade da pasta formada exclui totalmente a utilização de betoneiras do tipo gravítico” usuais na tecnologia dos betões. Na misturadora começa-se por colocar os agregados e posteriormente são lentamente colocados os restantes materiais (Teixeira Pinto, 2002).

Neste caso, na elaboração da mistura do geopolímero, utilizou-se a composição, indicada na Tabela 3.2. O ativador resulta da mistura do hidróxido de sódio *NaOH* com o silicato *NaSiO₄*.

Tabela 3.2 – Composição base do Geopolímero.

Traço mistura	Metacaulino	Areia	Ativador	Hidróxido	Silicato
1:2	750 g	1875 g	900 g	300 g	600 g

Tendo em conta a experiência laboratorial adquirida, sabe-se que este material tem uma elevada aderência aos metais, razão pela qual foi usado na base dos moldes filme plástico comercial, normalmente utilizado para embalar mercadorias. Foi também utilizada uma laca *V-66* nas paredes laterais dos moldes metálicos, utilizada como isolante em componentes eletrónicos, para preencher os vazios microscópicos das paredes de aço dos moldes, permitindo uma adequada desmoldagem. Com o mesmo objetivo, foi usado um spray de zinco, para metais, mas não produziu o resultado esperado, provocando defeitos nos provetes prismáticos retangulares de geopolímero para ensaio de flexão e compressão.

Neste trabalho foram realizadas duas misturas geopoliméricas em datas diferentes;

A primeira mistura, foi realizada no dia *11 de julho de 2014* para a construção de 3 provetes cilíndricos com *111 mm* de diâmetro e *60 mm* de altura. Em cada provete foi montado um varão de aço nervurado, do tipo *NRSD*, de diâmetro *6 mm*, centrado no molde. Estes provetes foram utilizados nos ensaios de arrancamento e posteriormente em ensaios diametrais. Além destes foram fabricados *6* prismas retangulares com *40 mm x 40 mm x 160 mm* para ensaios à flexão e compressão, tendo sido realizadas *2* amassaduras.

A segunda mistura foi executada no dia *27 de Novembro de 2014*, para a construção de *6* provetes cilíndricos com varão de aço de diâmetro *6 mm*, *6* provetes cilíndricos com *111 mm* de diâmetro e *80 mm* de altura, com um varão de aço de diâmetro *8 mm* e *9* prismas retangulares, tendo sido necessário executar *6* amassaduras.

Após amassadura da mistura e colocação do geopolímero nos moldes, foi necessário vibrá-los durante algum tempo de modo a compactá-la adequadamente. Este processo é muito importante na medida em que conduz a melhorias nas capacidades resistentes deste material por via da redução de vazios. Para isso, recorreu-se a mesa vibratória, durante aproximadamente *1* minuto por provete. Usualmente, os betões e as argamassas de cimento Portland requerem menos tempo de vibração, tipicamente, *20 a 40* segundos. Estas pastas de cimento contêm inicialmente mais vazios, uma vez que a compactação pode reduzir o volume em cerca de *10%*. Pelo contrário, as pastas formadas por geopolímeros não contêm tantos vazios inicialmente, não sendo tão compactáveis, mas requerem mais tempo de compactação, em virtude da sua superior viscosidade.

Após vibração, os provetes foram envolvidos com uma película plástica de modo a prevenir a perda de líquidos por evaporação. A temperatura da sala onde estes foram curados situou-se entre *15°C* e *20°C* e a humidade relativa do ar foi de *60/70%*.

3.2.2 Amassadura da Argamassa

Um dos objetivos deste trabalho passou pela comparação de resultados, não só entre materiais, mas também entre provetes. De facto a norma EN 10080 (2005), impõe a construção de provetes retangulares, para a realização deste tipo de ensaios. Interessa confrontar estes resultados obtidos em provetes diferentes. Assim, foram elaborados provetes em argamassa com geometria semelhante aos do geopolímero. As composições utilizadas nas duas misturas realizadas foram indicadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Composição das misturas de argamassa.

Mistura	Areia	Cimento	Água
1	19,7 kg	5,23 kg	3,14 kg
	21,0 kg	8,40 kg	4,62 kg
2	21,0 kg	8,40 kg	4,62 kg
	7,00 kg	2,80 kg	1,54 kg

Na primeira mistura utilizou-se na composição um traço de 17 kN/m^3 de areia, 450 kg/m^3 de cimento Portland $42,5R$, e uma relação água/cimento de $0,6$, a qual se mostrou exageradamente líquida. Na segunda mistura, a relação água/cimento foi reduzida para $0,55$. Importa salientar que na segunda mistura foram efetuadas 3 amassaduras. Não foi utilizado qualquer aditivo; plastificante ou superplastificante.

A primeira mistura foi efetuada no dia *2 de julho de 2014* para a construção de 3 moldes cilíndricos com varão de aço de diâmetro 6 mm , 3 prismas retangulares de $40 \text{ mm} \times 40 \text{ mm} \times 160 \text{ mm}$ e 3 provetes cúbicos com 150 mm de lado.

A segunda mistura foi executada no dia *6 de outubro de 2014*, onde foram construídos 6 moldes cilíndricos com varão aço de diâmetro 6 mm , 6 moldes cilíndricos com varão aço de diâmetro 8 mm , 9 prismas retangulares e 8 provetes cúbicos.

3.2.3 Imperfeições nos provetes

Em alguns provetes notou-se alterações anormais, provocadas por anomalias na sua construção. Exemplo disso são as falhas detetadas na superfície superior dos provetes de argamassa da primeira mistura, que se formaram devido ao excesso de água na mistura, como se pode visualizar na Figura 3.3.

Também foi detetada uma fenda diametral num provete cilíndrico de argamassa, o provete $N^{\circ}1$, tal como se mostra na Figura 3.4. Para averiguar a profundidade e influência da fenda, colocou-se água nesta, antes do ensaio diametral, permitindo assim observar que a fenda tinha aproximadamente 13 mm de profundidade, a qual como é mostrado no capítulo seguinte, influenciou os resultados obtidos, tendo sido o provete com o pior resultado desta série.



Figura 3.3 – Imperfeições nos provetes de argamassa.



Figura 3.4 – Imperfeições num provete cilíndrico de argamassa.

No caso de um conjunto de provetes geopoliméricos, em que os moldes foram borrifados previamente com um spray de zinco, detetou-se posteriormente alguns defeitos nos provetes, provavelmente por reação do produto à base de zinco com a mistura, notando-se a criação de vazios na parte superficial dos provetes e uma cor mais escura que o normal neste tipo de provetes, como mostra a Figura 3.5 (a).

Outros defeitos foram encontrados nos provetes N^o8 e N^o10 do geopolímero, originados pelo aparecimento na mistura de fita adesiva branca usada na pá da misturadora para proteção desta. Este resíduo, apresentado na Figura 3.5 (b). Criou certamente problemas nos ensaios destes provetes, originando possíveis erros nas medições efetuadas.



Figura 3.5 – (a) Imperfeições nos prismas retangulares geopoliméricos, (b) Fita adesiva branca no interior da mistura.

3.3 Resistências mecânicas dos materiais

Para a avaliação e comparação dos parâmetros de aderência, é necessário conhecer os valores da resistência mecânica das misturas. Para tal, foram efetuados previamente ensaios de rotura por flexão e compressão, e também ensaios diametraes.

Para os provetes prismáticos $40\text{ mm} \times 40\text{ mm} \times 160\text{ mm}$ seguiu-se, a norma *NP EN 196-1*. Esta norma descreve um método de determinação das resistências à flexão e à compressão de argamassas de cimento. No entanto, também foi utilizada para provetes geopoliméricos.

O ensaio de rotura à tração por flexão foi realizado na máquina de ensaio *Servosis* série *ME-402* do laboratório de ensaio de materiais e estruturas. Neste ensaio recorreu-se a borrachas colocadas entre a máquina e o esquema de ensaio, servindo para absorver possíveis impactos gerados pela prensa e também para absorver parte da ação a aplicar ao provete. Na Figura 3.6. Pode visualizar-se o esquema do ensaio.

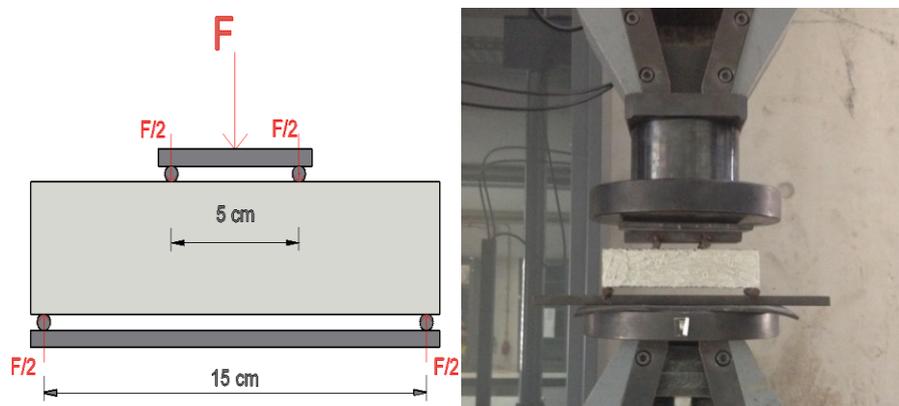


Figura 3.6 – Esquema do ensaio de rotura à tração dos provetes $40 \times 40 \times 160$.

O ensaio consiste na aplicação de uma deformação vertical, a uma velocidade uniforme, até à rotura. Importa que o ensaio demore pelo menos 3 minutos de modo a poder desprezar-se possíveis efeitos dinâmicos. Na prática, o ensaio foi realizado em 2 fases. Numa primeira fase, a prensa hidráulica foi programada para aplicar um deslocamento de $0,01$ mm/s até que exista uma carga de contacto, a qual não deve ser superior a 10% da tensão de rotura. Esta é a fase de “aproximação” ao provete. Numa segunda fase, foi realizado o ensaio de rotura à tração por flexão, programando a prensa hidráulica com um deslocamento de $0,003$ mm/s.

Neste esquema de ensaio, o provete é submetido a um momento fletor constante entre as cargas $F/2$, razão pela qual, recorrendo a uma análise estática, e admitindo uma variação linear das tensões em altura, a relação usada para os cálculos da tensão de rotura à tração σ_t , será:

$$\sigma_t = \frac{3L_1 F_{\max}}{bh^2} \quad (3.1)$$

- L_1 é a distância entre as forças aplicadas e os apoios,
- F_{\max} representa a força máxima aplicada ao provete,
- b é a largura da secção transversal,
- h é a altura da secção transversal.

Os dois prismas retangulares resultantes do ensaio de rotura à tração são posteriormente utilizados nos ensaios de rotura à compressão. De acordo com a norma anterior, este ensaio é realizado imediatamente a seguir ao ensaio de flexão, de acordo com o esquema do ensaio apresentado na Figura 3.7.



Figura 3.7 – Esquema do ensaio de rotura à compressão.

Tal como anteriormente, colocam-se duas borrachas com cerca de $0,5$ mm de espessura nas extremidades do dispositivo de ensaio para amortecer possíveis impactos. Previamente ao

ensaio propriamente dito coloca-se e centra-se, o meio prisma pretendido. O ensaio de rotura por compressão também foi realizado em duas fases. Na primeira foi imposta uma velocidade de 0,1 mm/s para “aproximação”, até ser atingida uma carga entre 1 e 4 kN, ou seja, cerca de 10% da carga última de rotura do provete. Na segunda fase, os provetes foram submetidos a uma velocidade de 0,01 mm/s até à rotura.

Para este ensaio, o valor da tensão de rotura à compressão σ_c de cada provete, em MPa, é determinado por:

$$\sigma_c = \frac{F_{\max}}{40^2} \quad (3.2)$$

- F_{\max} representa agora a força máxima de compressão a que o provete foi submetido, em N.

No caso da argamassa, para além do ensaio dos prismas retangulares, também foram ensaiados, à compressão, provetes cúbicos com 15 mm de lado de acordo com a norma *NP EN 12390* que regulamenta os ensaios de resistência de provetes de betão. Deste modo foi possível efetuar a comparação de resultados entre as duas diferentes metodologias. Na Figura 3.8 é apresentado o correspondente esquema de ensaio realizado na prensa hidráulica *AMSLER* de 5000 kN, pelo técnico responsável pelo laboratório de ensaio de materiais e estruturas do DEC.



Figura 3.8 – Prensa de ensaio de provetes Cúbicos de betão.

No que diz respeito à avaliação dos materiais argamassa e geopolímero, para além dos três ensaios anteriormente referidos, foi ainda realizado o ensaio de resistência à tração por compressão diametral, baseado na norma *NP EN 12390-6* de ensaios do betão endurecido. Este tipo de ensaio é também utilizado em carotes cilíndricos de pavimentos betuminosos.

Neste trabalho foram usados os provetes cilíndricos após ensaio de aderência (Pull-out Test) com os respetivos varões, apenas e só para confirmação das propriedades do material. Tal como referido anteriormente, os provetes cilíndricos, com 111 mm de diâmetro, podem ter 60 mm de altura, no caso do varão $\phi 6$ ou 80 mm de altura, no caso de $\phi 8$.

Neste ensaio de resistência à tração por compressão diametral foi colocada uma borracha, com cerca de 0,5 mm de espessura, na parte inferior do esquema de ensaio, seguida de uma chapa metálica com 10 mm de espessura, a qual fica em contacto com o provete. Numa primeira fase foi imposta uma velocidade de “aproximação” de 0,1 mm/s até ser atingida uma carga de cerca de 10% da carga última de rotura do provete. Na segunda fase os provetes são submetidos a uma velocidade de 0,01 mm/s até à rotura. O esquema é apresentado na Figura 3.9.



Figura 3.9 – Esquema do ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

Neste ensaio, o valor máximo da tensão de rotura à tração σ_{ct} de cada provete, foi determinado por:

$$\sigma_{ct} = \frac{2.F_{max}}{\pi.L.d} \quad (3.3)$$

- F_{max} representa a força máxima de compressão a que o provete foi submetido,
- L é o comprimento da linha de contacto do provete, neste caso a altura do provete,
- d é o diâmetro da secção transversal.

3.3.1 Resistências dos Geopolímeros

Para a primeira mistura foram realizados os ensaios de tração por flexão, sobre os 6 provetes prismáticos, no dia 30 de julho de 2014 aos 19 dias de cura do geopolímero. Os valores da tensão de rotura à tração σ_t , são indicados na Figura 3.10. O valor médio apurado foi de 2,22 MPa, com uma variação máxima em relação à média de 0,53 MPa.

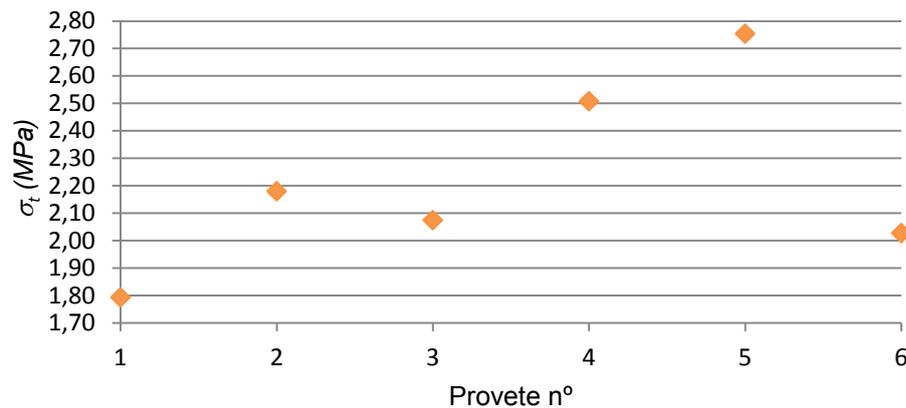


Figura 3.10 – Valores da tensão de ruptura à tração dos provetes prismáticos da primeira mistura de geopolímero.

Para a segunda mistura, os ensaios de tração por flexão foram sendo realizados ao longo do tempo, para se poder obter uma curva de progressão das resistências. Assim foram ensaiados prismas retangulares aos 21, 28 e 39 dias após a mistura, em grupos de 3 provetes. Os valores da tensão de ruptura à tração são indicados na Figura 3.11. Os valores médios da tensão para cada dia foram de 2,32 MPa, 2,70 MPa e 2,38 MPa respetivamente.

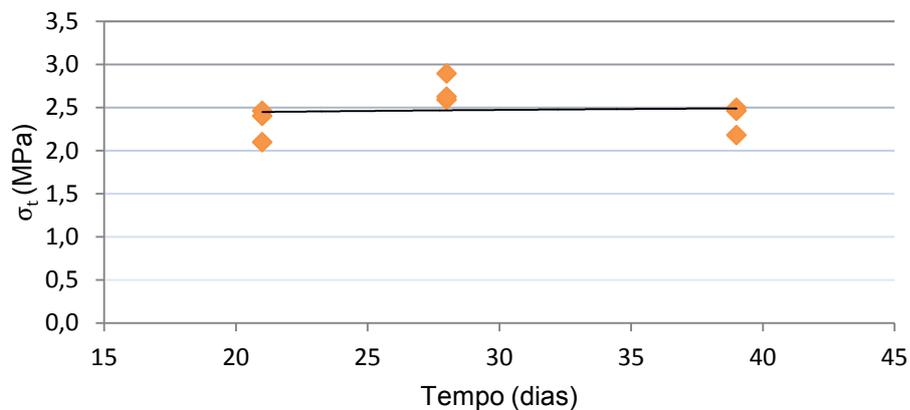


Figura 3.11 – Valores da tensão de ruptura à tração dos provetes prismáticos da segunda mistura de geopolímero.

Neste caso aproximou-se uma curva logarítmica, indicada de seguida, a qual foi estimada de acordo com a equação proposta por Neville (1973) para a compressão dos betões. Esta expressão permite estimar a resistência à tração do geopolímero σ_{tm} (MPa) ao longo do tempo t (dias) é:

$$\sigma_{tm}(t) = 0,068 \ln(x) + 2,24 \quad (3.4)$$

Esta equação permite perceber em quanto é reduzida a evolução temporal da resistência após os 21 dias; sempre inferior a 0,004 MPa por dia, ou apenas 0,04 MPa no intervalo [21 – 39] dias.

Relativamente à resistência à compressão dos provetes da primeira mistura, foram ensaiados 6 meios prismas aos 19 dias de cura, tendo outros 5 sido ensaiados 3 meses e 15 dias depois da mistura. O resultado do ensaio do primeiro dos meios prismas foi perdido, devido a erros na execução do ensaio. Os valores da tensão de rotura à compressão são indicados na Figura 3.12 provete a provete. Os valores correspondentes ao 19º dia estão indicados a losango mais escuro, enquanto os valores finais estão indicados em quadrados mais claros. Os valores médios da tensão foram de 41,4 MPa aos 19 dias e de 42,1 MPa após mais de 3 meses. Este incremento no valor médio não é significativo. Para além disso, nota-se apenas uma variabilidade um pouco superior para os ensaios realizados aos 3 meses e meio, contudo é inferior a 4 MPa.

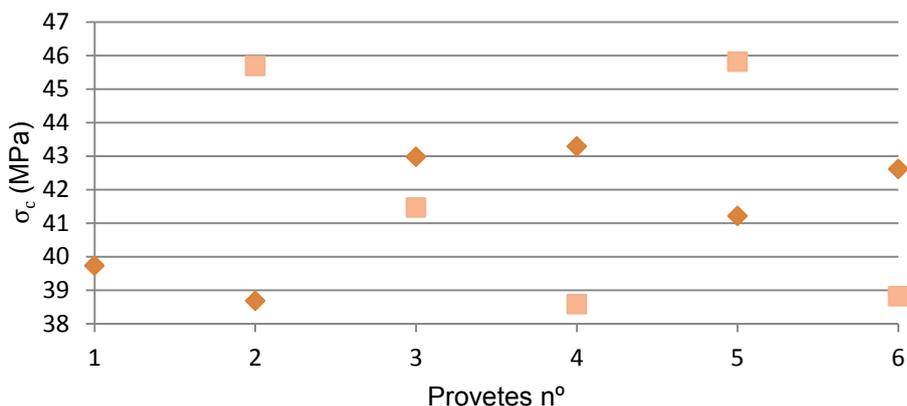


Figura 3.12 – Valores da tensão de rotura à compressão dos provetes prismáticos da primeira mistura de geopolímero.

No caso da segunda mistura, os ensaios de compressão foram realizados no dia seguinte aos da tração. A curva de progressão das resistências, é indicada na Figura 3.13. Os valores médios de tensão de rotura do geopolímero à compressão, obtidos para os ensaios de acordo com os dias de cura foram de 33,2 MPa, 38,2 MPa e 36,5 MPa, respetivamente.

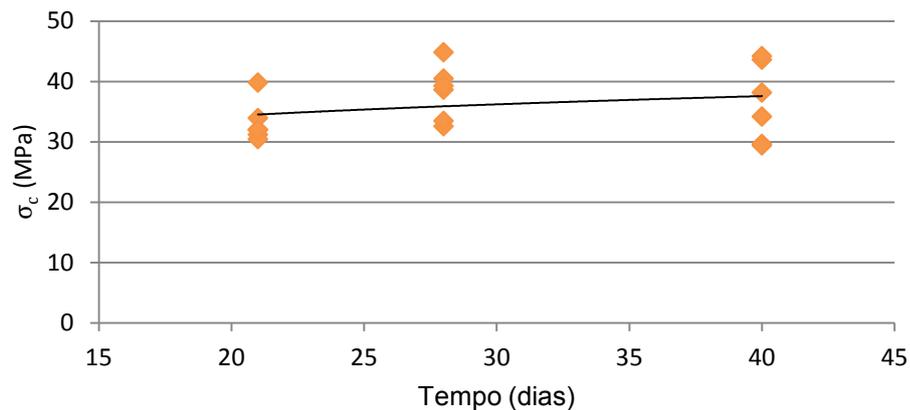


Figura 3.13 – Valores da tensão de rotura à compressão dos provetes prismáticos da segunda mistura de geopolímero.

Considerando a metodologia aplicável aos betões, a curva logarítmica aproximada é expressa na Equação (3.5), a qual permite estimar o valor médio da tensão resistente à compressão do geopolímero σ_{cm} (MPa) ao longo do tempo t (dias) é:

$$\sigma_{cm}(t) = 4,74 \ln(x) + 20,1 \quad (3.5)$$

Esta curva permite estimar um crescimento, de 0,22 MPa, ao 22º dia, na tensão resistente. No intervalo [22 – 40] dias existe um acréscimo de aproximadamente 8% confirmando a reduzida evolução temporal da resistência após os 21 dias.

Por fim os ensaios de resistência à tração por compressão diametral. Neste caso é de referir que os provetes cilíndricos utilizados provieram do ensaio de aderência, violando portanto este requisito na norma *NP EN 12390-6*. Estes ensaios foram realizados para termo de comparação adicional, apenas. Assim, na Figura 3.14, são indicados os valores da tensão σ_{ct} , de rotura à tração por compressão diametral dos provetes cilíndricos de geopolímero da primeira mistura, os quais estavam equipados com o varão $\phi 6$. Este primeiro ensaio também foi realizado aos 19 dias de cura, podendo-se comparar os resultados aqui obtidos com os resultados da resistência à tração dos provetes prismáticos. Neste caso, a média da tensão de tração é de 1,78 MPa, tendo sido inferior à média registada nos provetes prismáticos em 0,44 MPa, aproximadamente 20%.

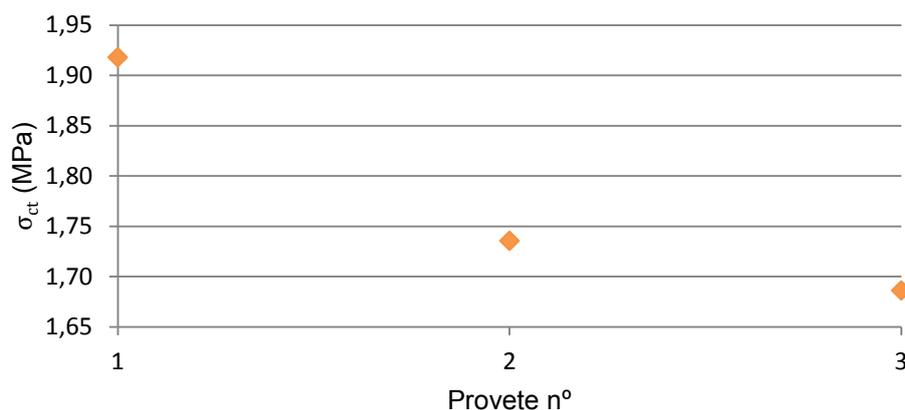


Figura 3.14 – Valores da tensão de rotura à tração dos provetes cilíndricos da primeira mistura de geopolímero.

Relativamente à segunda mistura, os ensaios foram realizados aos 41 dias de cura. Na Figura 3.15, são apresentados os resultados para os provetes cilíndricos equipados com varão $\phi 6$. Neste caso, é reduzida a variabilidade dos resultados, sendo de 1,73 MPa a média dos valores, muito próximo dos resultados obtidos para a primeira mistura, mas substancialmente afastada da média dos provetes prismáticos.

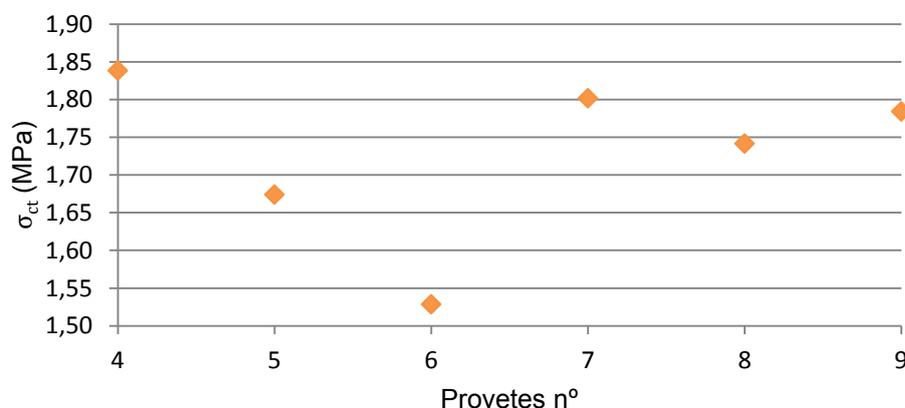


Figura 3.15 – Valores de tensão de rotura à tração dos provetes cilíndricos $\phi 6$ da segunda mistura de geopolímero.

Na Figura 3.16, são apresentados os resultados obtidos para os provetes cilíndricos com $\phi 8$. Os resultados mostraram-se mais dispersos, tendo sido obtido um valor médio da tensão de rotura do geopolímero à tração de 1,55 MPa, relativamente inferior ao valor dos provetes anteriores e muito afastado do valor médio dos provetes prismáticos. Aqui só foram analisados 4 dos 6 provetes devido a erros nas medições de um deles, e à fratura de um outro no ensaio de aderência.

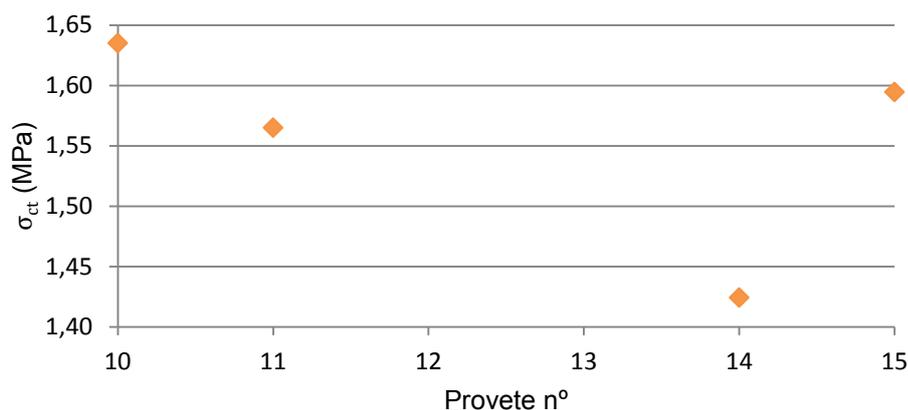


Figura 3.16 – Valores de tensão de rotura à tração dos provetes cilíndricos $\phi 8$ da segunda mistura de geopolímero.

3.3.2 Resistências das Argamassas

Para a primeira mistura foram realizados os ensaios de tração por flexão, sobre os 3 provetes prismáticos, no dia *30 de julho de 2014*, ou seja, aos 28 dias de cura da argamassa. Os valores da tensão de rotura à tração são indicados na Figura 3.17. O valor médio apurado foi de *1,61 MPa*, com uma variação máxima em relação à média de *0,11 MPa*.

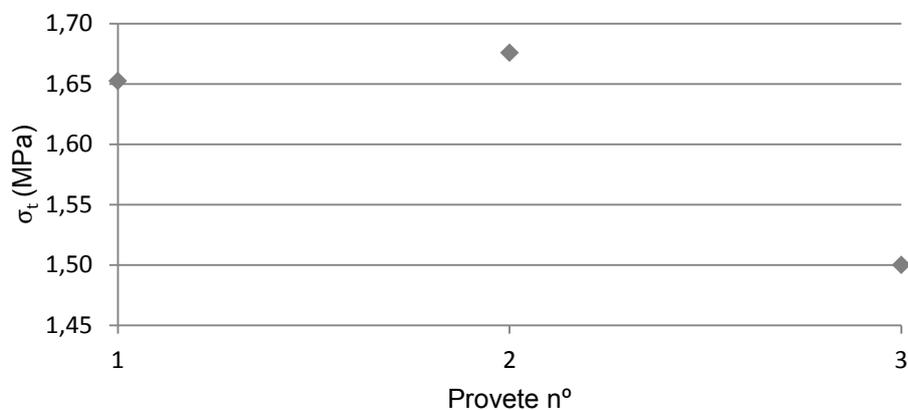


Figura 3.17 – Valores da tensão de rotura à tração dos provetes prismáticos da primeira mistura de argamassa.

Para a segunda mistura, os ensaios de tração por flexão foram sendo realizados ao longo do tempo, para se poder obter uma curva de progressão das resistências. Assim foram ensaiados prismas retangulares aos 21, 28 e 39 dias após a mistura, em grupos de 3 provetes. Os valores da tensão de rotura à tração são indicados na Figura 3.18. Os valores médios da tensão para cada dia foram de *1,92 MPa*, *2,14 MPa* e *2,91 MPa* respetivamente.

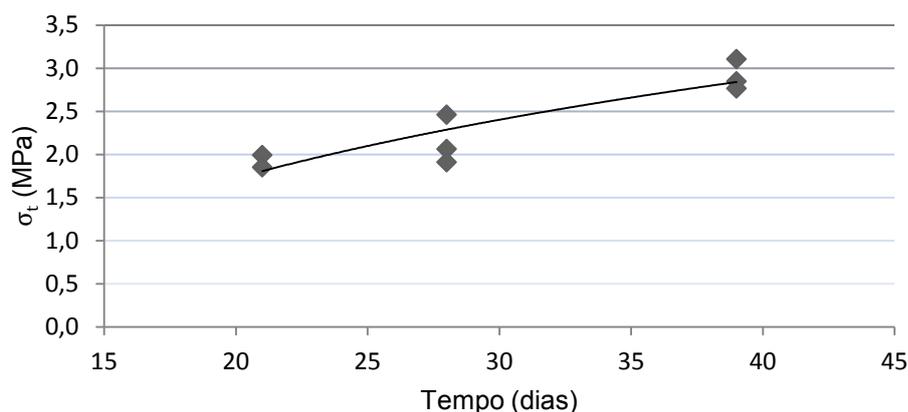


Figura 3.18 – Valores da tensão de ruptura à tração dos provetes prismáticos da segunda mistura de argamassa.

Neste caso, a curva logarítmica que, permite estimar a resistência à tração da argamassa σ_m (MPa) ao longo do tempo t (dias) é:

$$\sigma_m(t) = 1,67 \ln(x) - 3,27 \quad (3.6)$$

Neste caso, verifica-se uma variação de $1,03$ MPa, no intervalo $[21 - 39]$ dias, o que representa um acréscimo de mais de 50% relativamente ao valor de início do intervalo.

Relativamente à resistência à compressão dos provetes da primeira mistura, foram ensaiados 6 meios prismas aos 28 dias de cura. Os valores da tensão de ruptura à compressão são indicados na Figura 3.19. O valor médio foi de $23,1$ MPa.

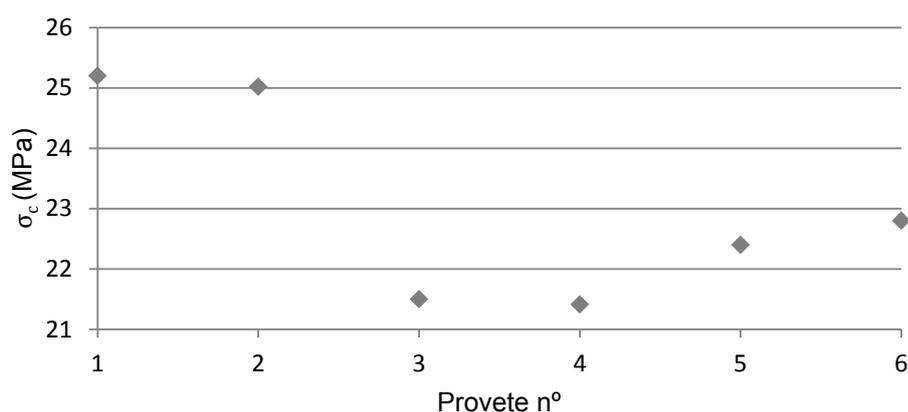


Figura 3.19 – Valores da tensão de ruptura à compressão dos provetes prismáticos da primeira mistura de argamassa.

No caso da segunda mistura, os ensaios de compressão foram realizados no dia seguinte aos da tração. A curva de progressão das resistências, é indicada na Figura 3.20. Os valores

médios de tensão de rotura da argamassa à compressão, obtidos para os ensaios de acordo com os dias de cura foram de 32,5 MPa, 32,3 MPa e 37,3 MPa, respetivamente.

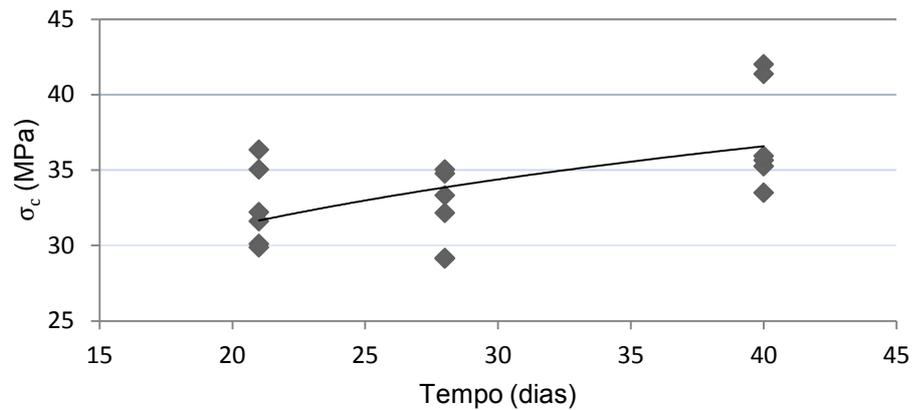


Figura 3.20 – Valores da tensão de rotura à compressão dos provetes prismáticos da segunda mistura de argamassa.

A curva logarítmica aproximada é expressa na Equação (3.7), a qual permite estimar a resistência média à compressão do betão σ_{cm} (MPa) ao longo do tempo t (dias)

$$\sigma_{cm}(t) = 7,64 \ln(x) + 8,40 \quad (3.7)$$

Em média, a tensão resistente cresce, 0,25 MPa por dia, no intervalo [22 – 40] dias. Ao todo, registou-se um acréscimo da tensão resistente de aproximadamente 12,5%, o que mostra uma evolução mais gradual relativamente ao geopolímero, que aos 21 dias de cura apresenta uma tensão de compressão próxima da máxima.

Relativamente à resistência à compressão da argamassa, foram ainda feitos ensaios aos provetes cúbicos com 15 mm de lado. Da primeira mistura foram ensaiados 3 cubos aos 28 dias de cura. O valor médio da tensão de rotura da argamassa à compressão foi de 28,9 MPa, correspondendo a um incremento de cerca de 20% dos valores de resistência obtidos nos prismas retangulares, para o mesmo tempo de cura.

No caso da segunda mistura, foram ensaiados aos 15, 21, 28, e 40 dias de cura, em grupos de dois. A curva de progressão de resistências é a indicada na Figura 3.21, Os valores médios da tensão de rotura da argamassa à compressão, obtidos para os ensaios de acordo com os dias de cura foram de 34,2 MPa, 35,5 MPa, 36,2 MPa e 36,8 MPa respetivamente.

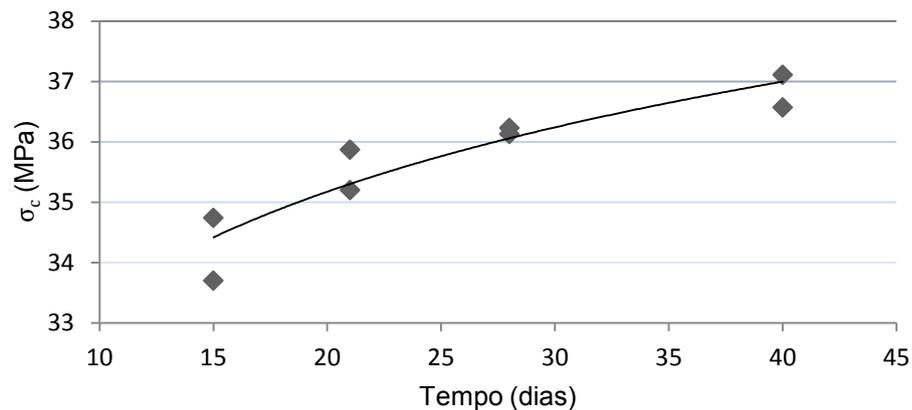


Figura 3.21 – Valores da tensão de ruptura à compressão dos provetes cúbicos da segunda mistura de argamassa.

A curva logarítmica, que permite estimar a resistência média à compressão da argamassa f_{cm} (MPa) ao longo do tempo t (dias) é neste caso:

$$f_{cm}(t) = 2,63 \ln(x) + 27,30 \quad (3.8)$$

Neste caso, aos 28 dias, os cubos estimam um resultado superior em cerca de 10%, relativamente aos prismas.

De igual modo ao referido nos ensaios para o geopolímero, também agora nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral para a argamassa, os provetes cilíndricos utilizados provieram do ensaio de aderência, violando portanto este requisito na norma *NP EN 12390-6*. Neste contexto, são indicados na Figura 3.22 os valores da tensão de ruptura à tração por compressão diametral dos provetes cilíndricos de argamassa da primeira mistura, os quais estavam equipados com o varão $\phi 6$. Este primeiro ensaio também foi realizado aos 28 dias de cura, podendo comparar-se os resultados aqui obtidos com os resultados da resistência à tração dos provetes prismáticos. Neste caso, a média da tensão de tração é de 1,85 MPa, tendo sido superior à média registada nos provetes prismáticos em 0,24 MPa, aproximadamente 13%. Existe aqui uma tendência contrária ao observado para os provetes de geopolímero. Este facto poderá resultar da rotura mais frágil apresentada pelo geopolímero.

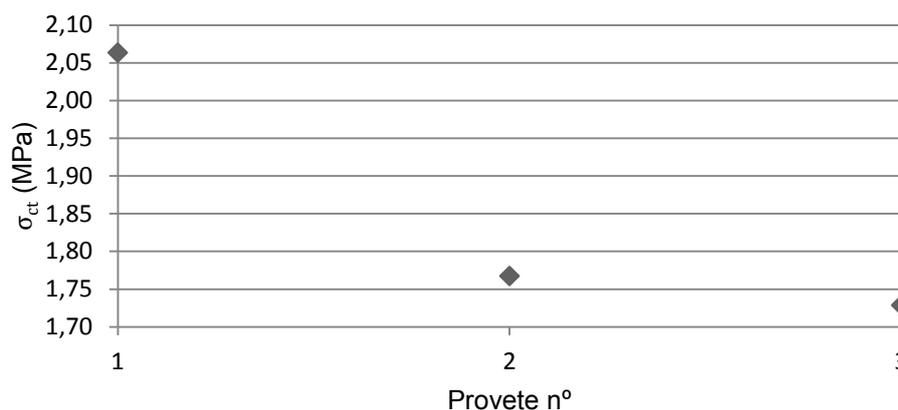


Figura 3.22 – Valores de tensão de rotura à tração dos provetes cilíndricos $\phi 6$ da primeira mistura de argamassa.

Relativamente à segunda mistura, os ensaios foram realizados aos 60 dias de cura. Na Figura 3.23 são apresentados os resultados para os provetes cilíndricos equipados com varão $\phi 6$. Neste caso, é reduzida a variabilidade dos resultados, sendo de 2,77 MPa a média dos valores. O valor estimado nos ensaios dos prismas é de 3,57 MPa, o qual é cerca de 30% superior à média agora avaliada.

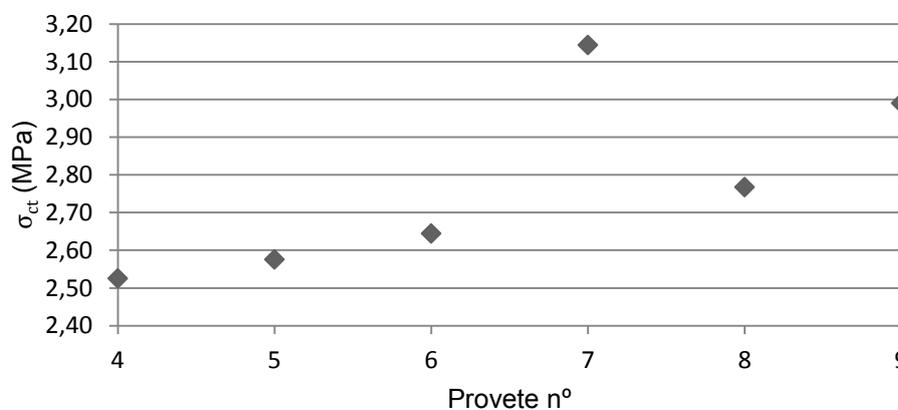


Figura 3.23 – Valores de tensão de rotura à tração dos provetes cilíndricos $\phi 6$ da segunda mistura de argamassa.

Na Figura 3.24 são apresentados os resultados obtidos para os provetes cilíndricos com $\phi 8$. Os resultados mostram-se aproximadamente uniformes. O valor médio da tensão de rotura da argamassa à tração foi de 2,44 MPa, relativamente inferior ao valor dos provetes anteriores e muito afastado do valor médio dos provetes prismáticos.

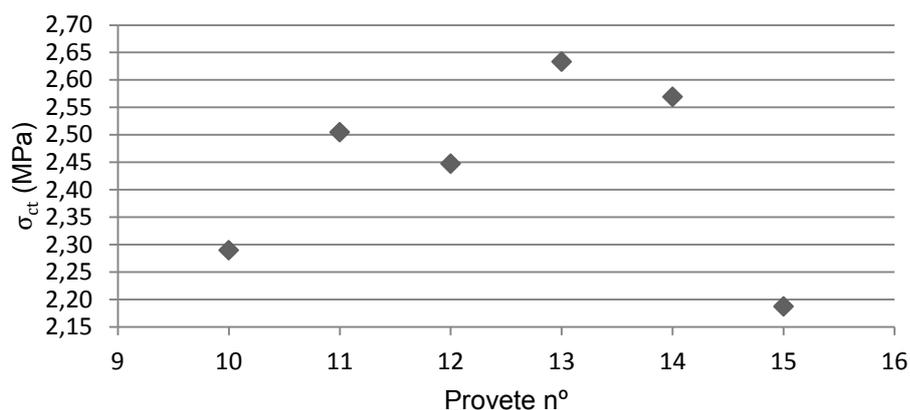


Figura 3.24 – Valores de tensão de rotura à tração dos provetes cilíndricos $\phi 8$ da segunda mistura de argamassa.

3.3.3 Aço

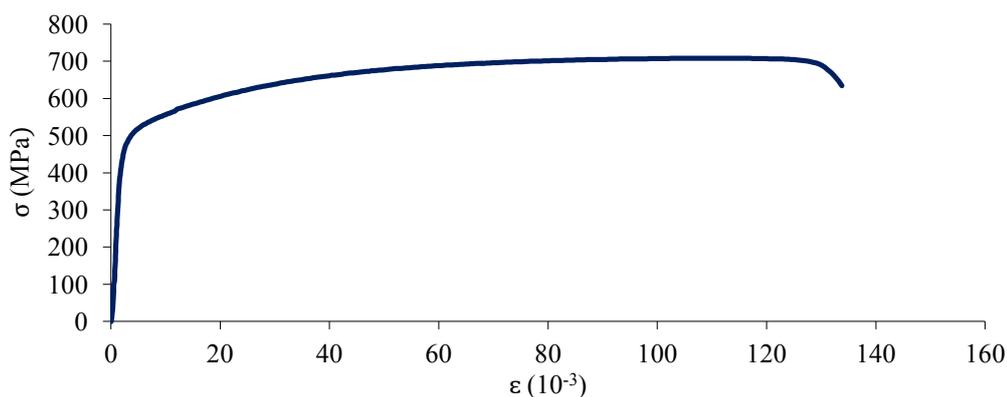
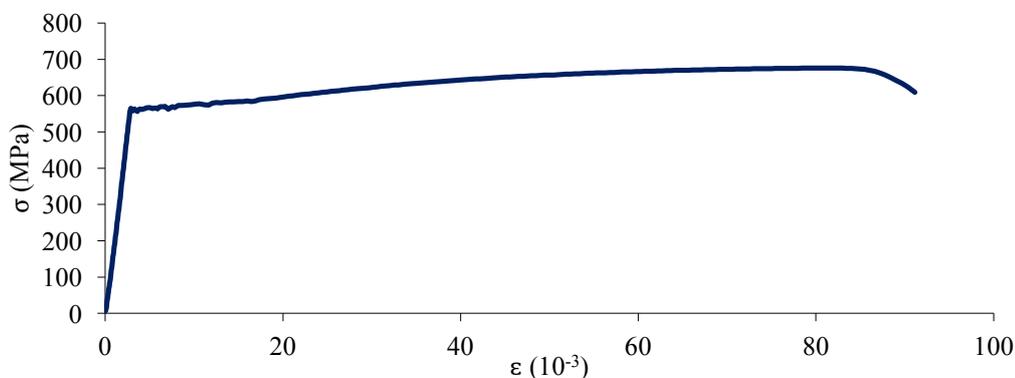
Relativamente ao aço, foram realizados ensaios de tração simples, de acordo com a norma *NP EN 10 002-1 (1990)*. Na Figura 3.25 é mostrado o ensaio de tração do aço realizado numa prensa hidráulica de 20 Tn da marca *SERVOSIS*. Foram ensaiadas 5 amostras de cada diâmetro, $\phi 6$ e $\phi 8$, todas com comprimento total de 300 mm e um comprimento livre Δl de 200 mm, para caracterização dos varões nervurados usados no ensaio de arrancamento (POT).

Os ensaios foram realizados com controlo de deformação, admitindo uma velocidade de deformação de 0,06 mm/s até 1,4 mm, e de 0,15 mm/s a partir daí até à rotura dos provetes. A alteração da velocidade ocorria pouco depois da cedência, prevista no domínio $\epsilon_s < 3,5\%$. A velocidade inicial correspondia a aplicar efetivamente uma tensão ao provete à taxa de 30 MPa/s. A segunda velocidade correspondia a aplicar uma deformação efetiva de 0,0015 mm/s.



Figura 3.25 – Ensaio de tração no aço.

Na Figura 3.26 e Figura 3.27 são apresentados os gráficos médios das tensões obtidas para os varões de aço $\phi 6$ e $\phi 8$ respectivamente. A elaboração destes gráficos foi realizada a partir dos registos da força e do deslocamento e assumindo para um módulo de elasticidade de 200 GPa. Pela análise dos gráficos, pode identificar-se os tipos de aço usados, o $\phi 6$ é do tipo ER, e o $\phi 8$ é do tipo NRSD.

Figura 3.26 – Curva média tensão-extensão dos varões de aço $\phi 6$.Figura 3.27 – Curva média tensão-extensão dos varões de aço $\phi 8$.

Na Tabela 3.4 e na Tabela 3.5 são apresentados os valores da tensão de cedência f_{sy} e da tensão última f_{su} , bem como da extensão correspondente à força máxima ε_u das diferentes amostras. Os resultados mostram tratar-se de aços da classe de resistência de 600 MPa, com extensões do tipo C.

Tabela 3.4 – Características do aço $\phi 6$.

Ensaio $\phi 6$	f_{sy} [MPa]	f_{su} [MPa]	ϵ_u (%)
1	635	708	11,0
2	647	719	11,7
3	625	719	10,5
4	609	701	9,65
5	604	709	12,2
Média	624	709	11,0

Tabela 3.5 – Características do aço $\phi 8$.

Ensaio $\phi 8$	f_{sy} [MPa]	f_{su} [MPa]	ϵ_u (%)
1	546	665	7,09
2	609	676	7,94
3	572	679	8,93
4	666	681	8,70
5	629	679	9,20
Média	604	676	8,4

3.4 Descrição do Ensaio de aderência e Instrumentação

O estudo da aderência dos varões de aço tem como objetivo o cálculo da tensão de ruptura da aderência quando é fornecida uma força de arrancamento no varão. Estes ensaios designam-se por pull-out test, usando para esse efeito provetes constituídos por um varão de aço colocado no centro de uma peça de betão, ou de argamassa, ou de outro material de que o de geopolímero é exemplo, sem necessidade de armadura transversal. Na extremidade livre do varão é realizada a medição do escorregamento relativo entre o aço e a superfície do provete, enquanto na outra extremidade é aplicada uma força de tração, de modo a extrair o varão do bloco. Estes ensaios são de fácil execução, uma vez que utilizam provetes de pequenas dimensões, facilitando assim o manuseio e a realização dos ensaios.

O comportamento da aderência foi estudado e comparado no âmbito de dois materiais: o geopolímero e a argamassa de cimento *Portland*. Foram realizados quatro tipos de provetes, envolvendo materiais diferentes e dois diâmetros de varão (6 e 8 mm) de superfície nervurada.

3.4.1 Preparação dos Provetes

Neste trabalho foram usados provetes cilíndricos, em substituição dos cúbicos, tal como é requerido na norma (EN 10080, 2005). No entanto foram respeitadas as medidas propostas pela norma. Acredita-se que a geometria do provete não é suficiente para alterar o essencial: a aderência da armadura ao material. De qualquer modo, esta assunção será alvo de análise adiante.

Assim, foi necessário criar moldes cilíndricos, que foram preparados adequadamente. Para tal, foi planeado uma cofragem com base em madeira e tubo cilíndrico com 111 mm de diâmetro interior, em PVC. Também foi usada madeira contraplacada e um tubo de 10 mm de

diâmetro interior para centrar e acondicionar o molde e o varão, que foi cortado e preparado com medida de 500 mm.

Foi necessário ter alguns cuidados em certos pormenores de modo a não perturbar os resultados dos ensaios. Primeiramente, efetuou-se o corte e o polimento das pontas dos varões. Neste processo, teve-se em conta todos os comprimentos especificados na norma *EN 10080*, assim como, o comprimento de amarração, sendo este delimitado com fita, para vedar e não permitir o contacto do varão com a argamassa para lá desse comprimento. Na Figura 3.28, apresentam-se os procedimentos tomados durante esta fase.



Figura 3.28 – Corte, polimento e isolamento dos varões.

Seguidamente construíram-se as cofragens. Teve-se em conta as dimensões dos provetes e a preocupação dos varões serem centrados no molde. Na Figura 3.29, apresentam-se alguns pormenores dos moldes e da colocação dos varões.



Figura 3.29 – Construção dos moldes dos provetes cilíndricos.

Após colocação das misturas nos moldes, o conjunto é submetido a vibração com o auxílio de uma mesa vibratória com as respetivas misturas e deixados para ganhar presa, depois de ser obtida presa. Posteriormente são colocados em plano horizontal para ganhar presa. Depois disso, os provetes são desmoldados.

Na Figura 3.30. são apresentadas as medidas dos provetes cilíndricos ensaiados, de acordo com os requisitos mínimos exigidos pela norma.

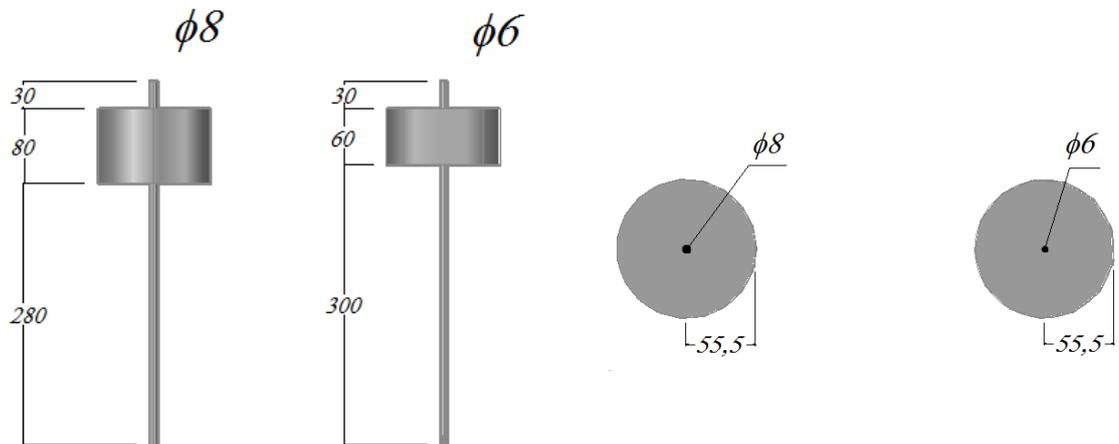


Figura 3.30 – Medidas dos provetes com varão, em mm.

3.4.2 Descrição dos ensaios de arrancamento “Pullout-test”

Os ensaios de arrancamento (Pull-Out Tests) destinam-se a quantificar a tensão de aderência entre os varões de aço e o material aderente. Este ensaio consiste em puxar um varão que está imerso num bloco, ao longo de um comprimento pré-definido, utilizando uma força de tração. A relação entre a força de tração e o escorregamento (o deslocamento relativo entre o aço e o material) é medido até à rotura. A ação é aplicada com controlo de deslocamento, até à rotura da aderência ou do aço.

O setup para os ensaios de arrancamento, como se pode observar na Figura 3.31, é composto por:

- Máquina de tração *SERVOSIS* com esquema de garras.
- Pórtico metálico de reação
- Célula de Carga 20 Ton
- LVDT de 25 mm para monitorização dos deslocamentos
- Chapas metálicas e peças de apoio aos provetes

- Sistema de controlo e aquisição de dados (datalogger)

A montagem do ensaio inicia-se, pelo posicionamento do provete, como se pode observar na Figura 3.31. Este é colocado entre o suporte e duas chapas: a primeira, a que está diretamente em contacto com o provete, é de borracha com 5 mm de espessura; a segunda de aço, com 10 mm de espessura, conforme o descrito na norma *EN 10080*.

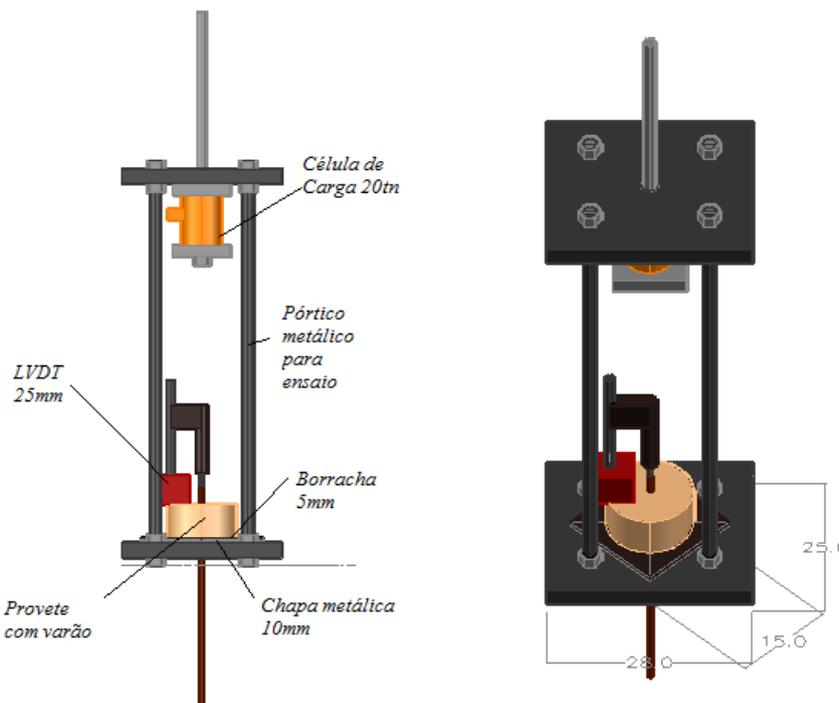


Figura 3.31 – Setup com colação dos equipamentos.

O *LVDT* de 25 mm é colocado depois do provete estar em posição de ensaio de modo a monitorizar os deslocamentos entre o varão e a superfície superior do provete ao longo do ensaio.

Depois de concluída toda a fase de montagem, como se pode observar na Figura 3.32, é iniciado o ensaio com incremento de deslocamento. A este respeito, importa referir que a norma *EN 10080* refere que o incremento de força deverá dado pela seguinte equação (3.9) :

$$V_p = 0,5d^2 \quad (3.9)$$

O diâmetro d é representado em mm e o valor da força de incremento é dado em N/s. Esta expressão indica que a aplicação da força até ao ponto de máxima tensão, deve decorrer ao longo de pouco mais de 300 s por cada 10 MPa de tensão de aderência. Neste trabalho foram usados dois diâmetros diferentes, $\phi 6$ e $\phi 8$, tendo sido imposto um deslocamento de 0,01 mm/s nos dois ensaios contemplando assim o tempo imposto para o ensaio de aproximadamente 300 s por cada 10 MPa para a argamassa, para o geopolímero esse tempo foi aproximadamente reduzido para metade.



Figura 3.32 – Setup de ensaio.

4 RESULTADOS DOS ENSAIOS

Neste capítulo é feita uma descrição global dos ensaios experimentais, apresentados os valores determinados, e é efetuada uma primeira análise dos resultados obtidos. Os ensaios incidiram sobre a aderência entre varões de aço e as misturas, através de ensaios do tipo pull-out tests, apresentado no Capítulo 3.

4.1 Aspetos Comuns

Neste ensaio foi possível constituir dois registos: o primeiro a partir do próprio controlador da prensa, onde apenas ficam guardados os dados correspondentes à evolução temporal da carga aplicada; no segundo registo, no DataLogger, procede-se ao registo da evolução da carga, e do extensómetro.

São mostrados em todos os ensaios os valores da tensão para os deslocamentos iguais a 0,01 mm, 0,1 mm, 1 mm e $t_{b\text{máx}}$ que permite identificar os valores de tensão média τ_{bm} de acordo com as recomendações da RILEM, conforme apresentado na equação (2.14), sendo assim pontos de interesse para o estudo da aderência.

4.2 Provetes de Argamassa com varão $\Phi 6$

Neste ponto apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios realizados sobre os provetes de argamassa construídos com varão nervurado $\phi 6$ de aço tipo A600ER.

Foram efetuados dois conjuntos de ensaios em alturas distintas; um primeiro, a título de ensaio experimental com apenas 3 provetes, e um segundo com 6 provetes. Os primeiros provetes foram construídos no dia 2 de julho de 2014, e os ensaios realizados no dia 30 de julho de 2014, aos 28 dias após a betonagem. O valor médio espectável da resistência à compressão foi de $f_{cm}=28,9$ MPa, referido a cubos de 150 mm de aresta.

O segundo conjunto de provetes foi construído no dia 6 de outubro de 2014, e os ensaios realizados no dia 11 de Novembro de 2014, ou seja, 37 dias após betonagem, Neste caso, o valor médio espectável da resistência à compressão da argamassa foi de $f_{cm}=36,8$ MPa. A geometria geral dos provetes cilíndricos, e as suas características foram indicadas no Capítulo 3.

Nas Figura 4.1 e Figura 4.2 apresentam-se os gráficos tensão de aderência-deslocamento τ_b-s , obtidos, respetivamente no primeiro ensaio experimental e no segundo. A tensão de aderência τ_b é determinada pela equação (2.13). O deslocamento s e a força de arrancamento F foram medidos tal como é explicado no ponto 3.4.

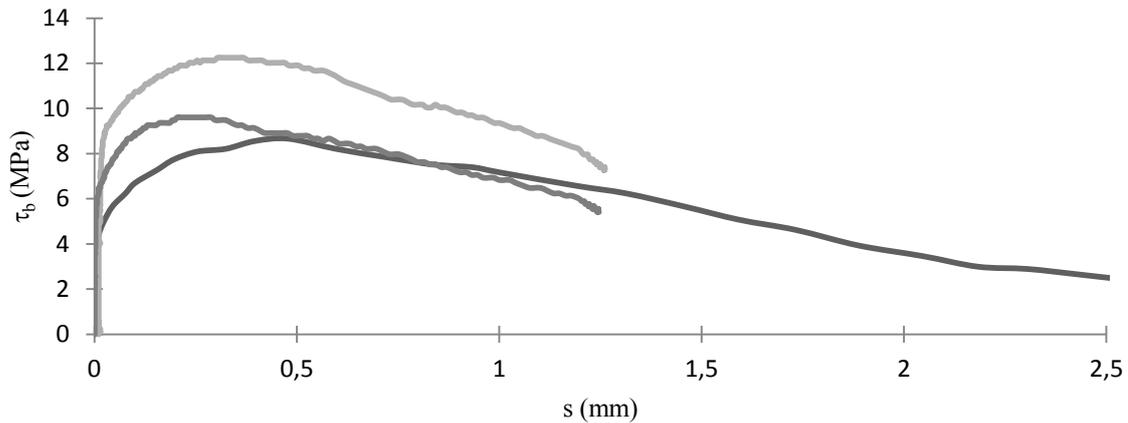


Figura 4.1 - Gráficos τ_b-s do primeiro conjunto. Provetes de argamassa com varão $\phi 6$.

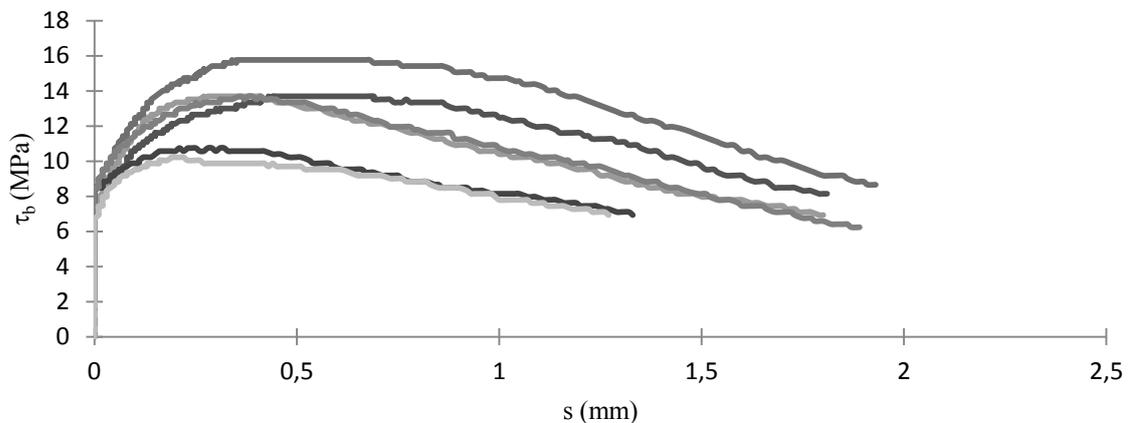


Figura 4.2 - Gráficos τ_b-s do segundo conjunto. Provetes de argamassa com varão $\phi 6$.

Relativamente à Figura 4.1. Importa recordar um aspeto importante, o qual foi referido no capítulo 3; a mistura, por excesso de água, não atingiu a resistência espectável para efetuar a comparação com o geopolímero. Este fator foi corrigido no segundo conjunto tal como explicado anteriormente. Para além disso, importa ainda referir que um dos provetes do primeiro conjunto foi ensaiado com um deslocamento superior ao pretendido, obtendo o menor valor de tensão para o primeiro conjunto de provetes. Convém realçar que existe uma grande variabilidade entre os valores máximos de τ_b .

Importa realçar ainda que: os máximos valores de τ_b ocorrem no intervalo $s \in [0,20 \text{ mm} - 0,48 \text{ mm}]$; nos provetes quando o deslocamento s é inferior a $0,01 \text{ mm}$ a tensão de aderência τ_b atinge valores superiores a $5,19 \text{ MPa}$; e na rotura, se o deslocamento s é inferior a 1 mm , a tensão de aderência τ_b é superior a $8,67 \text{ MPa}$.

Na Figura 4.2 relativos ao segundo conjunto de provetes, também se pode verificar que todos os gráficos seguem comportamentos semelhantes, inclusive os do primeiro conjunto. Verifica-se uma grande variabilidade entre os valores máximos de τ_b , à semelhança do que ocorrera anteriormente.

Importa realçar ainda que: os máximos valores de τ_b ocorrem no intervalo $s \in [0,19 \text{ mm} - 0,43 \text{ mm}]$; em todos os provetes que se enquadram no mesmo intervalo do primeiro ensaio, quando o deslocamento s é inferior a $0,01 \text{ mm}$, a tensão de aderência τ_b atinge valores superiores a $7,04 \text{ MPa}$; e na rotura, se o deslocamento s é inferior a 1 mm , a tensão de aderência τ_b é superior a $10,20 \text{ MPa}$. Estes valores são superiores aos do primeiro ensaio, mas tendo em conta a resistência da argamassa, existe linearidade em relação aos dias de ensaio, pelo que se pode dizer que existe lógica.

Nas Tabela 4.1 e Tabela 4.2 são indicados, para cada provete ensaiado, os valores correspondentes à força máxima de arrancamento do varão $F_{b\text{max}}$, também designada por capacidade de amarração, a tensão de aderência máxima $\tau_{b\text{max}}$ e do deslocamento s no ponto de força máxima $s_{F\text{max}}$.

Tabela 4.1 - Valores característicos do primeiro conjunto. Provetes de argamassa com varão $\phi 6$.

Provete Nº	$F_{b\text{max}}$ (kN)	$\tau_{b\text{max}}$ (MPa)	$s_{F\text{max}}$ (mm)	Desvio	t_b ($s \approx 0,01$)	t_b ($s \approx 0,1$)	t_b ($s \approx 1$)	t_{bm}
1	4,90	8,67	0,48	-17%	5,19	6,71	7,17	6,85
2	6,93	12,3	0,30	17%	5,67	10,7	9,36	9,60
3	5,43	9,60	0,20	-6%	6,27	8,85	6,83	8,24
Média	5,75	10,17	0,33		4,44	8,77	7,79	8,22

Tabela 4.2 - Valores característicos do segundo conjunto. Provete de argamassa com varão $\phi 6$.

Provete Nº	$F_{b\text{máx}}$ (kN)	$t_{b\text{máx}}$ (MPa)	$S_{F\text{máx}}$ (mm)	Desvio	t_b ($s \approx 0,01$)	t_b ($s \approx 0,1$)	t_b ($s \approx 1$)	t_{bm}
4	7,74	13,7	0,43	5%	7,52	10,6	12,5	10,6
5	7,74	13,7	0,27	5%	7,56	11,5	10,4	10,9
6	8,92	15,8	0,34	18%	8,46	12,3	14,7	12,2
7	6,08	10,7	0,21	-21%	7,87	9,88	8,15	9,50
8	7,74	13,7	0,36	5%	8,44	11,5	10,7	11,2
9	5,78	10,2	0,19	-27%	7,04	9,53	7,80	8,93
Média	7,33	13,0	0,30		7,82	10,9	10,7	10,6

Nas tabelas anteriores são ainda indicados os desvios das tensões máximas em relação à média dos provetes, que é de 10,2 MPa, e 13,0 MPa, respetivamente. Verifica-se um aumento da tensão máxima para uma diferença de 9 dias de cura da argamassa. Verifica-se ainda que a variação máxima da tensão para todos os provetes é de cerca de 27% o que é considerável. Os deslocamentos no ponto de força máxima $S_{F\text{máx}}$ evidenciam também uma grande variabilidade; o desvio chega aos 58%. O correspondente valor médio é de 0,30 mm.

4.3 Provete Geopoliméricos com varão $\Phi 6$

Nesta situação apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios realizados agora sobre os provetes geopoliméricos, construídos com o mesmo varão nervurado $\phi 6$ de aço tipo A600ER.

De igual modo, foram efetuados dois conjuntos de ensaios em alturas distintas; um primeiro, a título de ensaio experimental, com apenas 3 provetes e um segundo com 6 provetes. Os primeiros 3 Provete foram construídos no dia 11 de julho de 2014, e os ensaios realizados no dia 28 de julho de 2014, aos 18 dias após a mistura. O valor médio espectável da resistência à compressão do geopolímero foi de $f_{cm}=41.4$ MPa, referente aos provetes prismáticos retangulares com 40 mm x 40 mm de arestas.

O segundo conjunto de provetes foi construído no dia 23 de outubro de 2014, e os ensaios realizados no dia 27 de Novembro de 2014, ou seja, 37 dias depois. Neste caso, o valor médio espectável da resistência à compressão do geopolímero foi de $f_{cm}=37.2$ MPa. A geometria geral dos provetes cilíndricos, incluindo as características dos materiais foram indicadas no Capítulo 3.

De igual modo ao feito no ponto anterior, nas Figura 4.3 e Figura 4.4 apresentam-se os gráficos tensão de aderência-deslocamento τ_b-s , obtidos, respetivamente, no primeiro ensaio

experimental e no segundo ensaio. A tensão de aderência τ_b é determinada pela mesma equação (2.13).

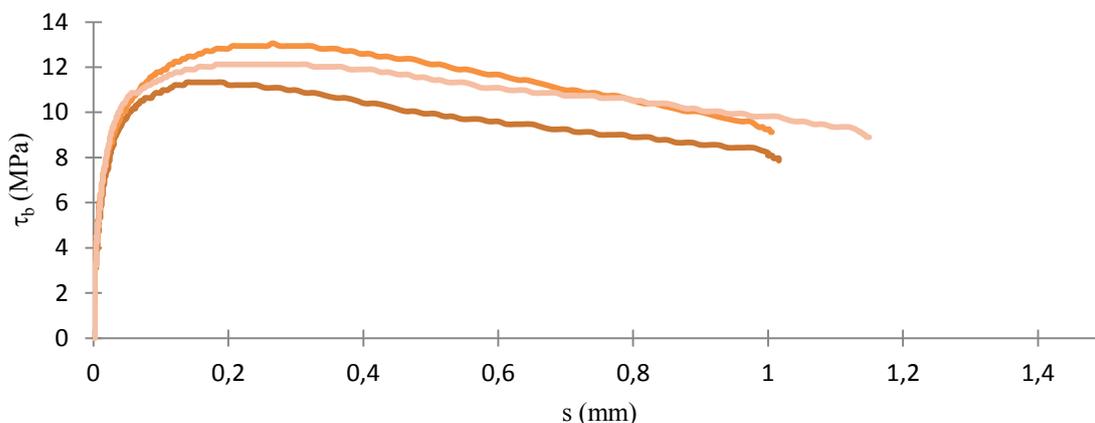


Figura 4.3 - Gráficos τ_b - s do primeiro conjunto. Provetes geopoliméricos com varão $\phi 6$.

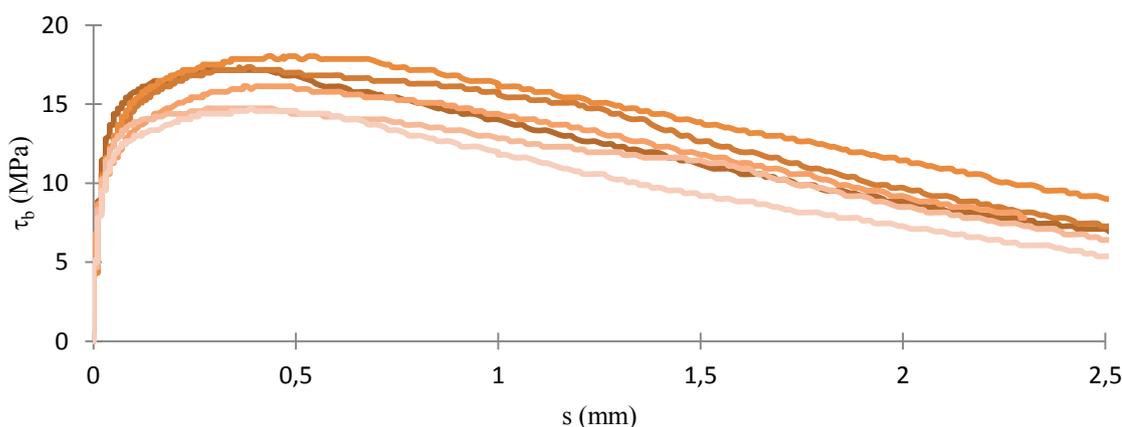


Figura 4.4 - Gráficos τ_b - s do segundo conjunto. Provetes geopoliméricos com varão $\phi 6$.

Relativamente à Figura 4.3 pode salientar-se um aspeto positivo: um comportamento muito homogéneo, para todo o conjunto de provetes ensaiados, sendo a variabilidade, menor da apresentada para os provetes de argamassa ensaiados. Como aspeto negativo o facto de não ser observável com tanta nitidez o patamar de tensão máxima como o apresentado para os provetes de argamassa, parecendo existir alguma variabilidade entre os valores máximos de τ_b sendo contudo aceitável pois está abaixo dos 7%.

Importa referir ainda que: os máximos valores de τ_b ocorrem no intervalo $s \in [0,14 \text{ mm} - 0,27 \text{ mm}]$ podendo ser observável uma diminuição deste intervalo em relação aos provetes de argamassa; também nos provetes, quando o deslocamento s é inferior a $0,01 \text{ mm}$, a tensão de

aderência τ_b atinge valores superiores a 5,61 MPa; e na rotura, se o deslocamento s é inferior a 1 mm, a tensão de aderência τ_b é superior a 11,3 MPa valores que quando comparados com o primeiro ensaio de argamassa mostram-se superiores, apesar da menor maturidade do geopolímero.

Na Figura 4.4 relativo ao segundo conjunto de provetes, também se pode verificar que todos os provetes seguem comportamentos semelhantes entre si, inclusive os do primeiro conjunto, sendo o desvio no máximo de 11%, portanto um valor reduzido e aceitável. Importa referir que: os máximos valores de τ_b ocorrem no intervalo $s \in [0,27 \text{ mm} - 0,43 \text{ mm}]$; verificando-se aqui uma variação importante em relação ao primeiro ensaio, podendo esta variação acontecer, devido ao tempo de cura da mistura, visto que existiu uma diferença de aproximadamente 20 dias de um ensaio para o outro, estando este segundo ensaio mais enquadrado no intervalo de valores dos provetes de argamassa.

Quando o deslocamento s é inferior a 0,01 mm, a tensão de aderência τ_b atinge valores superiores a 6,13 MPa, e na rotura se o deslocamento s é inferior a 1 mm a tensão de aderência τ_b é superior a 14,7 MPa, mantendo no geral valores mais elevados relativamente aos observados nos provetes de argamassa. Mesmo em relação aos do primeiro ensaio, podemos assim assumir que aos 18 dias o geopolímero ainda não se encontra nas condições máximas de aderência.

Nas Tabela 4.3 e Tabela 4.4 são indicados, para cada provete ensaiado, os valores correspondentes à força máxima de arrancamento do varão F_{bmax} , também designada por capacidade de amarração, a tensão de aderência máxima τ_{bmax} e do deslocamento s no ponto de força máxima s_{Fmax} .

Tabela 4.3 - Valores característicos do primeiro conjunto. Provetes de geopolímero com varão $\phi 6$.

Provete Nº	F_{bmax} (kN)	τ_{bmax} (MPa)	s_{Fmax} (mm)	Desvio	t_b ($s \approx 0,01$)	t_b ($s \approx 0,1$)	t_b ($s \approx 1$)	t_{bm}
1	6,41	11,3	0,14	-7%	5,61	10,9	8,15	9,27
2	7,39	13,1	0,27	7%	6,15	11,8	9,25	10,3
3	6,86	12,1	0,18	0%	6,08	11,4	9,83	9,88
Média	6,89	12,2	0,20		5,95	11,4	9,08	9,83

Tabela 4.4 - Valores característicos do segundo conjunto. Provetes de geopolímero com varão $\phi 6$.

Provete Nº	$F_{b\text{máx}}$ (kN)	$t_{b\text{máx}}$ (MPa)	$S_{F\text{máx}}$ (mm)	Desvio	t_b ($s \approx 0,01$)	t_b ($s \approx 0,1$)	t_b ($s \approx 1$)	t_{bm}
4	9,70	17,2	0,27	5%	6,68	15,8	14,0	13,2
5	9,80	17,3	0,36	6%	6,81	14,7	15,7	12,9
6	10,2	18,0	0,43	9%	6,13	15,2	16,2	13,1
7	9,11	16,1	0,37	-1%	7,65	13,3	14,4	12,4
8	8,33	14,7	0,28	-11%	6,48	13,8	12,8	11,7
9	8,33	14,7	0,39	-11%	6,42	12,9	11,9	11,3
Médias	9,24	16,3	0,35		6,69	14,3	14,2	12,4

Nas tabelas anteriores são ainda indicados desvios das tensões máximas em relação à média dos 3 provetes que é de 12,2 MPa, e dos 6 provetes que é de 16,3 MPa, sendo imediatamente notável um aumento de 4,00 MPa para uma diferença de aproximadamente 20 dias de cura. Complementarmente é visível um aumento de 2,00 MPa no primeiro ensaio, mas como as variáveis são algumas neste primeiro ensaio, é complicado a sua comparação direta. Em relação ao segundo ensaio já é mais admissível essa comparação e nota-se um aumento de aproximadamente 3,00 MPa da média da tensão máxima em relação a argamassa. Observa-se que a variação máxima da tensão para todos os provetes é de 11%, o que representa uma variabilidade admissível. Os deslocamentos no ponto de força máxima $S_{F\text{máx}}$ evidenciam também uma grande variabilidade; o desvio chega aos 30%. O correspondente valor médio é de 0,35 mm.

4.4 Provetes de argamassa com varão $\Phi 8$

Nesta situação apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios realizados agora sobre os provetes de argamassa, construídos com o mesmo varão nervurado $\phi 8$ de aço tipo A600 NRSD.

Estes provetes foram construídos no dia 23 de outubro de 2014, e os ensaios foram realizados no dia 27 de Novembro de 2014, ou seja, 37 dias após betonagem. O valor médio espectável da resistência à compressão da argamassa foi de $f_{cm}=36,8$ MPa. A geometria geral dos provetes cilíndricos, e as suas características foram indicadas no Capítulo 3.

Na Figura 4.5 apresentam-se os gráficos tensão de aderência-deslocamento τ_b - s , obtidos, respetivamente, no primeiro ensaio experimental e no segundo ensaio. A tensão de aderência τ_b é determinada pela mesma equação (2.13).

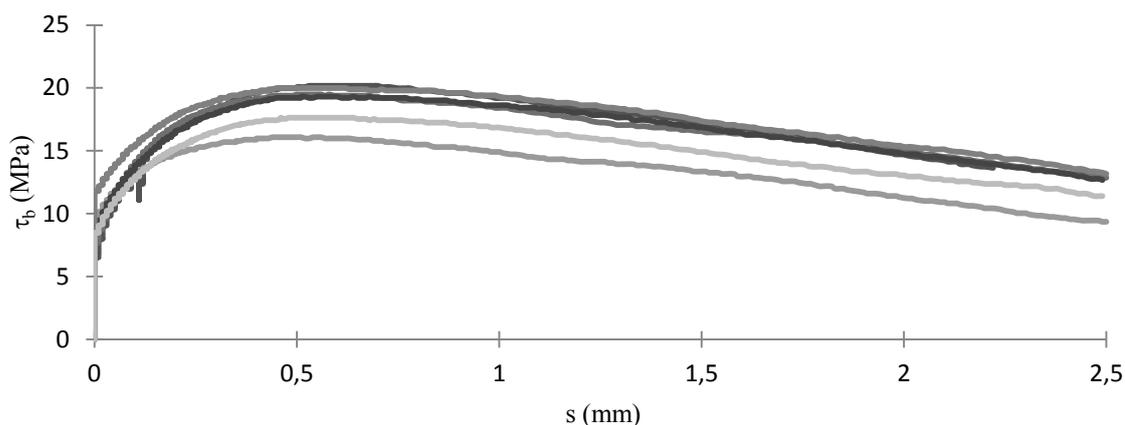


Figura 4.5 - Gráficos τ_b - s do segundo conjunto. Provetes de argamassa com varão $\phi 8$.

Relativamente à Figura 4.5. Importa referir que todos os provetes seguem comportamentos semelhantes. Verifica-se contudo um ponto fraco: existe uma enorme variabilidade entre os valores máximos de τ_b .

Importa realçar ainda que: os máximos valores de τ_b ocorrem no intervalo $s \in [0,44 \text{ mm} - 0,53 \text{ mm}]$; quando o deslocamento s é inferior a $0,01 \text{ mm}$, a tensão de aderência τ_b atinge valores superiores a $7,28 \text{ MPa}$; e na rotura, se o deslocamento s é inferior a 1 mm , a tensão de aderência τ_b é superior a $14,9 \text{ MPa}$.

Na Tabela 4.5 são indicados, para cada provete ensaiado, os valores correspondentes à força máxima de arrancamento do varão $F_{b\text{máx}}$, também designada por capacidade de amarração, à tensão de aderência máxima $\tau_{b\text{máx}}$ e do deslocamento s no ponto de força máxima $s_{F\text{máx}}$.

Tabela 4.5 - Valores característicos do segundo conjunto. Provetes de argamassa com varão $\phi 8$.

Provete Nº	$F_{b\text{máx}}$ (kN)	$\tau_{b\text{máx}}$ (MPa)	$s_{F\text{máx}}$ (mm)	Desvio	τ_b ($s \approx 0,01$)	τ_b ($s \approx 0,1$)	τ_b ($s \approx 1$)	τ_{bm}
10	20,3	20,2	0,53	7%	7,28	12,9	19,2	13,5
11	16,2	16,1	0,44	-17%	9,49	13,1	14,9	12,9
12	19,6	19,5	0,50	4%	8,17	14,0	18,4	13,9
13	19,4	19,3	0,51	3%	8,96	13,6	18,6	14,0
14	20,1	20,0	0,45	6%	11,5	15,4	19,3	15,6
15	17,7	17,6	0,46	-6%	8,73	12,8	16,9	13,1
Média	18,9	18,8	0,48		9,03	13,7	17,9	13,8

Na tabela anterior ainda são indicados os desvios das tensões máximas em relação à média dos 6 provetes que é de 18,8 MPa, é de notar que este valor mostra-se aproximadamente proporcional com o comprimento de amarração em relação ao valor médio obtido para os ensaios com $\phi 6$. Verifica-se que a variação máxima da tensão para todos os provetes que é de 17% o que representa uma variabilidade reduzida, e muito menor em termos percentuais comparada com os provetes de $\phi 6$. Os deslocamentos no ponto de força máxima $s_{F_{max}}$ evidenciam também em comparação aos provetes de $\phi 6$ uma variabilidade reduzida; o desvio chega no máximo aos 9%. O correspondente valor médio é de 0,48 mm.

4.5 Provetes geopoliméricos com varão $\Phi 8$

Nesta situação apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios realizados agora sobre os provetes geopoliméricos, construídos com o mesmo varão nervurado $\phi 8$ de aço tipo A600 NRSD.

Estes provetes foram construídos no dia 6 de outubro de 2014, e os ensaios foram realizados no dia 11 de Novembro de 2014, ou seja, 37 dias após betonagem. O valor médio espectável da resistência à compressão do geopolímero foi de $f_{cm}=36,8$ MPa. A geometria geral dos provetes cilíndricos, e as suas características foram indicadas no Capítulo 3.

Nas Figura 4.6 apresentam-se os gráficos tensão de aderência-deslocamento τ_b - s , obtidos, respetivamente, no primeiro ensaio experimental e no segundo ensaio. A tensão de aderência τ_b é determinada pela mesma equação (2.13).

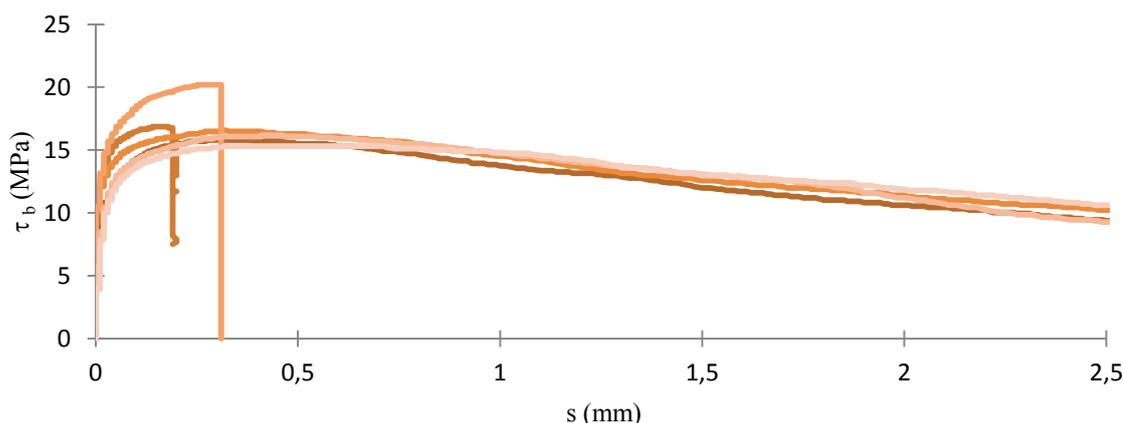


Figura 4.6 - Gráficos τ_b - s do ensaio. Provetes de geopolímero com varão $\phi 8$.

Relativamente à Figura 4.6. Importa referir que todos os provetes seguem comportamentos semelhantes, exceto em dois casos, o provete 11 que teve erros de medição no defletómetro, impossibilitando assim uma avaliação mais global do seu comportamento e o provete 13 que

experienciou rebentação quando a carga atingi-o os 20,3 kN. Verifica-se assim um ponto fraco nesta análise: reduzida amostragem por fatores alheios ao ensaio.

Importa realçar ainda que: os máximos valores de τ_b ocorrem no intervalo $s \in [0,25 \text{ mm} - 0,41 \text{ mm}]$ sendo que o valor mínimo pertence ao provete 13, caso contrário o intervalo começaria nos 0,28 mm; quando o deslocamento s é inferior a 0,01 mm, a tensão de aderência τ_b atinge valores superiores a 7,07 MPa; e na rotura, se o deslocamento s é inferior a 1 mm, a tensão de aderência τ_b é superior a 15,3 MPa. Estes valores são semelhantes para os mesmos deslocamentos nos ensaios com argamassa e varão $\phi 8$.

Na Tabela 4.6 são indicados, para cada provete ensaiado, os valores correspondentes à força máxima de arrancamento do varão $F_{b\max}$, também designada por capacidade de amarração, à tensão de aderência máxima $\tau_{b\max}$ e do deslocamento s no ponto de força máxima $s_{F\max}$.

Tabela 4.6 - Valores característicos do segundo conjunto. Provetes de geopolímero com varão $\phi 8$.

Provete Nº	$F_{b\max}$ (kN)	$\tau_{b\max}$ (MPa)	$s_{F\max}$ (mm)	Desvio	t_b ($s \approx 0,01$)	t_b ($s \approx 0,1$)	t_b ($s \approx 1$)	t_{bm}
10	15,9	15,8	0,28	-6%	8,67	14,3	13,7	12,9
11	17,0	16,9	-	0%	10,9	16,5	-	14,7
12	16,7	16,6	0,32	-1%	11,0	15,3	14,5	14,3
13	20,3	20,2	0,25	17%	11,7	18,3	-	16,7
14	16,3	16,2	0,41	-4%	7,07	14,2	14,7	12,5
15	15,4	15,3	0,32	-10%	5,87	13,6	14,8	11,6
Médias	16,9	16,8	0,32		9,19	15,4	14,5	13,8

Complementarmente são indicados os seguintes pontos de interesse: os desvios das tensões máximas em relação à média dos 6 provetes que é de 16,8 MPa, é de notar que este valor mostra-se mais baixo em aproximadamente 2,00 MPa em relação ao valor obtido para os ensaios com argamassa e varão $\phi 8$, no provete 13 é obtida uma força de arrancamento igual à força de rotura média nos ensaios diametrais, provocando o rebentamento do provete. Verifica-se que a variação máxima da tensão para todos os provetes que é de 17% o que representa uma variabilidade reduzida. Os deslocamentos no ponto de força máxima $s_{F\max}$, evidenciam também em comparação aos provetes de $\phi 6$ uma variabilidade reduzida; o desvio chega no máximo aos 26%, mas tendo em conta que o intervalo é reduzido, e existem dois provetes com resultados corrompidos, pode-se considerar aceitável o resultado, apesar de mostrar alguma variabilidade em relação aos provetes de argamassa com varão $\phi 8$, sendo o respetivo valor médio é de 0,32 mm.

5 ANÁLISE GLOBAL DOS RESULTADOS

De modo a confrontar os resultados experimentais apurados com outros já existentes, recorreu-se aos modelos propostos nos regulamentos *CEB-FIB MC90* (1991), do *EC2* (2004), e *REBAP* (1984), as quais foram todas apresentadas e descritas no Capítulo 2. Em particular, o *MC90* apresenta 4 relações de tensão de aderência-deslizamento, mediante certas condições, que interessa analisar. Para além disso, como se perceberá adiante, recorre-se ao *MC90*, e não ao *MC2010*, uma vez que na atualização do *MC* se adotaram valores muito elevados do deslizamento, que não correspondem ao apurado. Nesta análise serão também comparados resultados de outros autores.

5.1 Análise da primeira mistura geopolimérica

Na Figura 5.1 é apresentada a curva média experimental, da relação tensão de aderência-deslizamento, da primeira mistura de geopolímero com varão de aço $\phi 6$. Para este efeito, manteve-se a escala de deslizamento, e calculada a média da tensão de aderência para cada ponto de deslizamento. A construção dos gráficos do *MC90* foi realizada de acordo com o apresentado no Capítulo 2.

Antes de mais, importa salientar que as curvas relativas ao *MC90* são propostas para betão, e não para o Geopolímero. O que se está a fazer é comparar resultados e a verificar da viabilidade de se seguirem metodologias equivalentes para o Geopolímero.

Os 4 gráficos propostos no *MC90* representam 4 condições diferentes para este ensaio, o caso 1 trata-se de um caso betonado em boas condições, embora não confinado. O caso 2 corresponde a uma situação em que não se podem considerar boas condições de betonagem; e os casos 3 e 4 em que existe confinamento lateral do provete, com ou sem, respetivamente, boas condições de betonagem.

Para além disso, é necessário saber que o espaçamento entre nervuras de 2,8 mm para o varão de aço $\phi 6$ e que o valor de f_{ck} que de acordo com o Eurocódigo 2, pode ser encontrado através da seguinte expressão, $f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ MPa} = 41,4 \text{ MPa} - 8 \text{ MPa} = 33,4 \text{ MPa}$. Importa recordar que não está estabelecida a metodologia para avaliar valores característicos relativamente ao geopolímero.

Relativamente ao observado na Figura 5.1 importa referir que a curva média experimental evidencia valores muito reduzidos do deslizamento s , relativamente às restantes curvas. De facto, no ponto de tensão máxima $\tau_{b,max}$, o MC90 estima um deslizamento $s=0,6$ mm para o caso de não existir confinamento, e um deslizamento de $s=1$ mm para o caso de ser confinado, enquanto que foi apurado nos ensaios um resultado $s \approx 0,20$ mm. Portanto, os resultados experimentais mostram um comportamento mais rígido. Por outro lado, só a curva 3 do MC90, correspondente a uma situação confinada, onde se determina que $\tau_{b,max} = 14,4$ MPa, não é verificado pela curva experimental, onde $\tau_{b,max} = 12,1$ MPa; aproximadamente 16,3% mais baixo. No caso 1 determina-se $\tau_{b,max} = 11,6$ MPa, o que significa cerca de 5% mais do que o valor máximo experimental esperado para os betões.

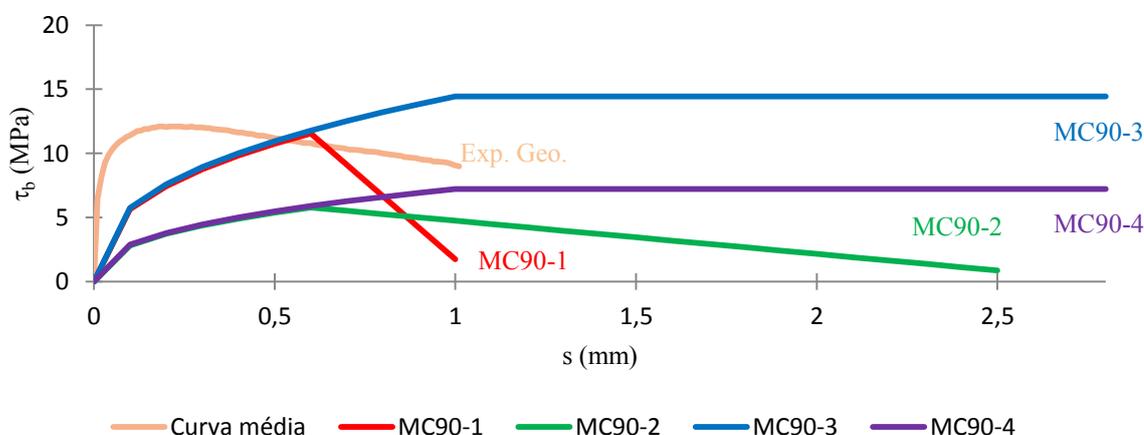


Figura 5.1 – Gráfico curva média τ_b - s do ensaio POT Vs MC 1990.

De modo a fazer uma comparação com os valores das tensões de aderência de dimensionamento, irá usar-se a equação (2.5) proposta pelo *Eurocódigo 2*, que é igual ao proposto no *REBAP* pela equação (2.9) Neste caso, e nestas condições considera-se que a metodologia é idêntica, pois os valores dos fatores presentes na equação (2.5) do Eurocódigo 2, η_1 e η_2 são iguais a 1. Pelo que para $f_{ctm} = 2,22$ MPa temos $f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 2,22 \approx 5$ MPa.

Não existindo uma relação direta entre a relação tensão de aderência-deslizamento e as normas, irá ser feita a sua comparação com os valores de tensão para um deslizamento de 0,1 mm, como foi indicado no Capítulo 2 no ponto 2.5.3. Irá também ser retirado das curvas do MC 90 os valores correspondentes ao deslizamento de 0,1 mm para condições de boa aderência, com e sem confinamento:

$$\tau_{MC90-1}(0,1) = 5,64 \text{ MPa} / \tau_{MC90-3}(0,1) = 5,75 \text{ MPa} / \tau_{bm}(0,1) = 11,4 \text{ MPa}$$

Pode observar-se que os valores das referidas normas, encontram-se do lado da segurança, tornando-as suscetíveis de poderem ser aplicadas no caso do geopolímero.

5.2 Análise da primeira mistura de argamassa

Tal como efetuado anteriormente, neste ponto é apresentada, na Figura 5.2, a curva média experimental, da relação tensão de aderência-deslizamento, da primeira mistura de argamassa com varão de aço $\phi 6$. O espaçamento entre nervuras é de 2,8 mm e o valor de $f_{ck} = f_{cm} - 8$ MPa = 28,9 MPa - 8 MPa = 20,9 MPa.

Nesta figura, também importa referir que a curva média experimental da argamassa evidencia valores muito reduzidos do deslizamento s , relativamente às restantes curvas regulamentares. A tensão máxima $\tau_{b,max} = 10$ MPa é atingida para um deslizamento $s \approx 0,33$ mm cerca de metade do esperado para um betão não confinado. Acerca da tensão de aderência, apenas a curva 3 do MC90, correspondente a uma situação confinada, onde se determina que $\tau_{b,max} = 11,4$ MPa, ultrapassa a curva experimental em cerca de 12,3%. No caso 1 determina-se $\tau_{b,max} = 9,1$ MPa, o que significa cerca de 9% menos do que o valor máximo experimental. Importa não esquecer que esta argamassa, apesar de ser construída com cimento Portland Normal, não leva brita.

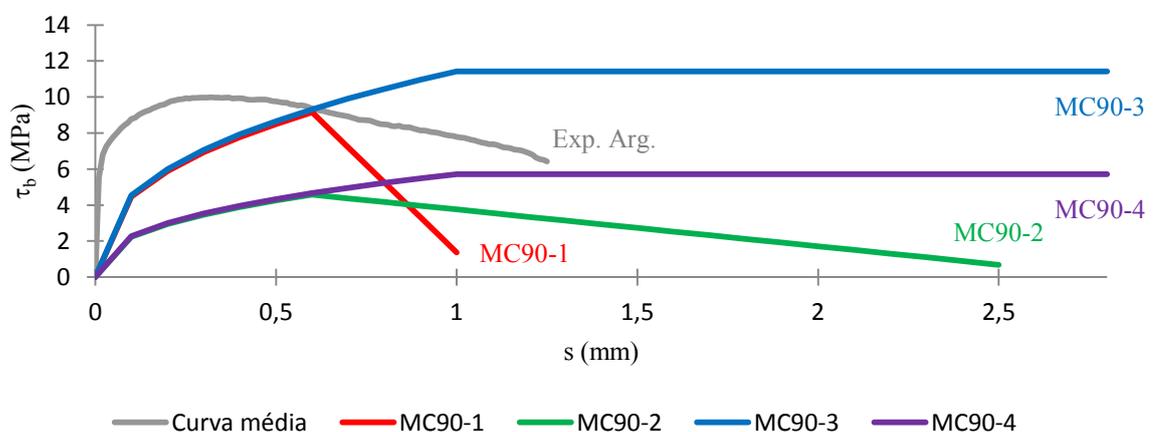


Figura 5.2 – Gráfico da curva média τ_b - s do ensaio POT Vs MC 1990.

Considere-se agora a metodologia do EC2, idêntica à do REBAP, onde o valor de cálculo da tensão de aderência f_{bd} é determinado pela equação (2.5). Neste caso, $f_{ctm} = 1,61$ MPa e η_1 e η_2 são iguais a 1, pelo que $f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 1,61 \approx 3,6$ MPa.

Do mesmo modo, a comparação com os valores da tensão para um deslizamento de 0,1 mm obtidos e retirados das curvas do MC 90 para condições de boa aderência, curvas 1 e 3:

$$\tau_{MC90-1}(0,1) = 4,46\text{MPa} / \tau_{MC90-3}(0,1) = 4,55\text{ MPa} / \tau_b(0,1) = 8,8\text{ MPa}$$

Pode observar-se que os valores das referidas normas, encontram-se do lado da segurança.

5.3 Análise da segunda mistura geopolimérica

Neste ponto, são apresentadas as curvas médias experimentais, da relação tensão de aderência-deslizamento, da segunda mistura geopolimérica com varão de aço $\phi 6$ e $\phi 8$. O espaçamento entre nervuras é de 2,8 mm para o $\phi 6$ e de 4,6 mm para o $\phi 8$ e o valor de $f_{ck} = f_{cm} - 8\text{ MPa} = 37,2\text{ MPa} - 8\text{ MPa} = 29,2\text{ MPa}$.

Na Figura 5.3 apresenta-se a curva média experimental do geopolímero com varão de aço $\phi 6$. De igual modo ao sucedido para as primeiras misturas, verificam-se valores muito reduzidos do deslizamento s , relativamente às restantes curvas. O valor máximo da tensão de aderência $\tau_{b,max} = 16,3\text{ MPa}$ ocorre para $s \approx 0,43\text{ mm}$, cerca de 28,3% inferior ao esperado para um betão não confinado. Na tensão de aderência, a curva 3 do MC90, correspondente a uma situação confinada, onde se determina que $\tau_{b,max} = 13,5\text{ MPa}$, é pela primeira vez verificado nesta análise pela curva experimental; o valor experimental é aproximadamente 20,7% superior. No caso 1 determina-se $\tau_{b,max} = 10,8\text{ MPa}$, o que significa cerca de 33,7% menos do que o valor máximo experimental esperado para um betão. É de observar que de acordo com o Eurocódigo 2, a definição de confinamento não é aplicável para os provetes ensaiados, pois não existiu qualquer tensão de confinamento, nem qualquer confinamento passivo garantido por materiais mais resistentes.

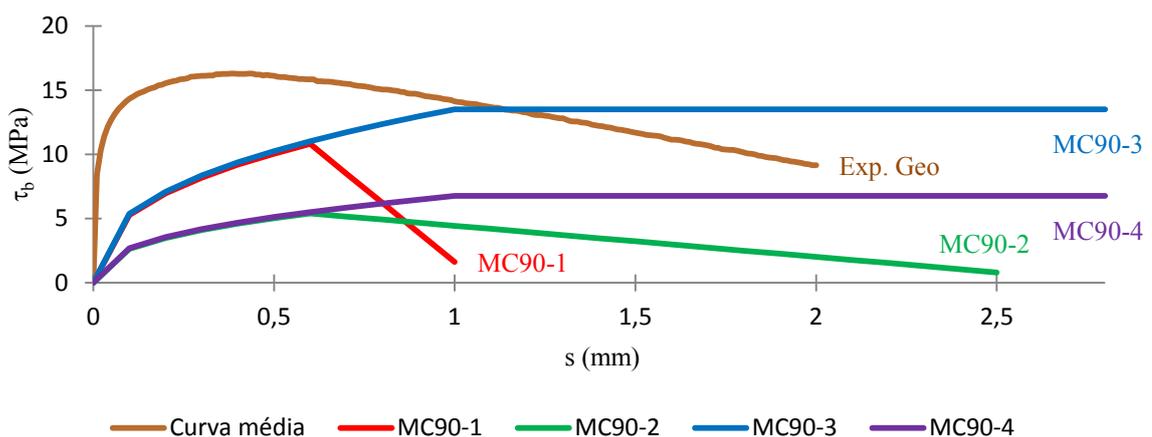


Figura 5.3 – Gráfico da curva média τ_b - s do ensaio POT Vs MC 1990.

A curva média experimental do geopolímero com varão de aço $\phi 8$ é apresentada na Figura 5.4. Importa referir que para a construção desta curva média, não foram contemplados os

provetes N°11 e N°13, por apresentarem acentuadas divergências em relação aos outros resultados. De igual modo ao sucedido para as primeiras misturas, verificam-se valores muito reduzidos do deslizamento s . O valor máximo da aderência $\tau_{b,max} = 15,9$ MPa ocorre $s \approx 0,32$ mm, menor que o obtido para a mesma mistura com varão $\phi 6$, e aproximadamente 46,7% inferior ao esperado para um betão não confinado, que ocorre a $s \approx 0,6$ mm. Estes resultados poderão indiciar uma rotura frágil para as zonas de contacto entre as nervuras do varão e o material comprimido por estas, justificando assim um deslizamento médio inferior para os ensaios realizados com varão $\phi 8$. Em relação à tensão de aderência, a curva 3 do MC90, correspondente a uma situação confinada, onde se determina que $\tau_{b,max} = 13,5$ MPa, é igualmente verificada nesta análise da curva experimental; aproximadamente 20,7% inferior. No caso 1 determina-se $\tau_{b,max} = 10,8$ MPa, o que significa cerca de 33,7% menos do que o valor máximo experimental.

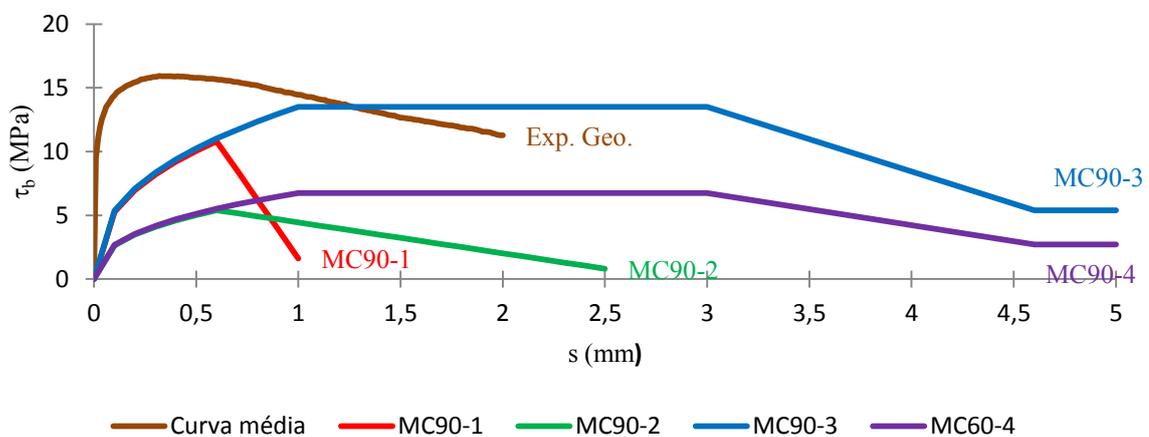


Figura 5.4 – Gráfico da curva média τ_b - s do ensaio POT Vs MC 1990.

Na Figura 5.5 apresentam-se as curvas médias experimentais da segunda mistura de geopolímero dos provetes com varões $\phi 6$ e $\phi 8$. De realçar a proximidade das curvas que praticamente se sobrepõem. É de notar que os deslizamentos correspondentes aos valores máximos das tensões de aderência encontram-se entre 0,32 mm no caso do $\phi 8$ e 0,43 mm, para o varão $\phi 6$. Os valores máximos da tensão apresentam-se igualmente próximos sendo o de maior valor $\tau_{b,max} = 16,3$ MPa, referente ao varão de aço $\phi 6$, de qualquer modo a diferença entre estes valores é de cerca de 2,5% do valor médio; insignificante portanto. Importa referir ainda a maior queda das tensões de aderência a nível de tensões residuais, por parte dos ensaios com varão $\phi 6$.

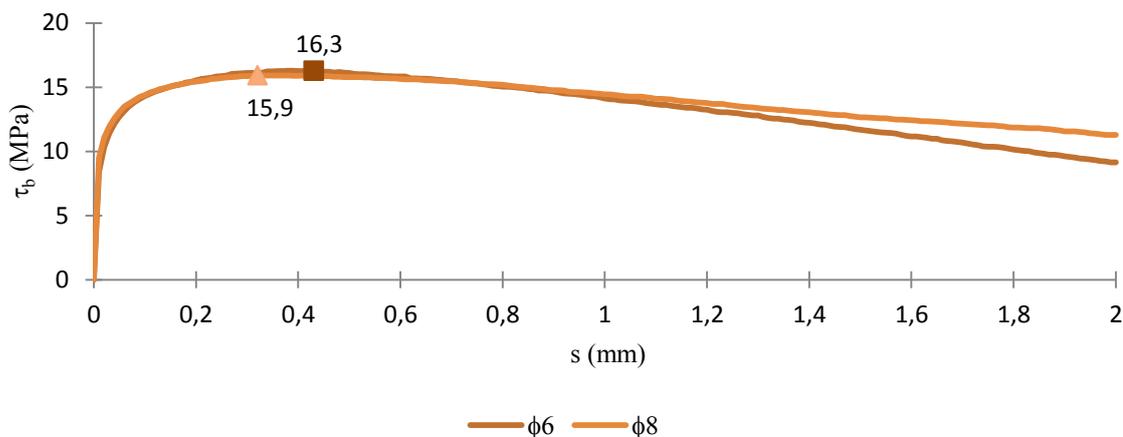


Figura 5.5 – Curvas médias τ_b - s da segunda mistura geopolimérica.

Considere-se agora a metodologia do *EC2*, onde o valor de f_{bd} é determinado pela equação (2.5). Neste caso, $f_{ctm} = 2,48$ MPa e η_1 e η_2 são iguais a 1, pelo que $f_{bd} = 2,25 * 1 * 1 * 2,48 \approx 5,6$ MPa.

De igual modo ao apresentado no ponto anterior, os valores da tensão para um deslizamento de 0,1 mm obtidos e retirados das curvas 1 e 3 do *MC 90* para condições de boa aderência, são:

$$\tau_{MC90-1}(0,1) = 5,28 \text{ MPa} / \tau_{MC90-3}(0,1) = 5,38 \text{ MPa}$$

$$/ \tau_{b\phi6}(0,1) = 14,3 \text{ MPa} / \tau_{b\phi8}(0,1) = 14,4 \text{ MPa}$$

Pode observar-se que os valores das referidas normas, encontram-se do lado da segurança.

5.4 Análise da segunda mistura de argamassa

Neste ponto são apresentadas as curvas médias experimentais, da relação tensão de aderência-deslizamento, da segunda mistura de argamassa com varões de aço $\phi6$ e $\phi8$. O espaçamento entre nervuras é de 2,8 mm para o $\phi6$ e de 4,6 mm para o $\phi8$ e o valor de $f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ MPa} = 36,8 \text{ MPa} - 8 \text{ MPa} = 28,8 \text{ MPa}$.

Na Figura 5.6 apresenta-se o caso experimental da argamassa com varão $\phi6$. Tal como vem sucedendo, verificam-se valores muito reduzidos do deslizamento s , relativamente às restantes curvas. O valor máximo da tensão de aderência $\tau_{b,max} = 12,9$ MPa verifica-se a $s \approx 0,41$ mm, cerca de 31,7% inferior ao esperado para um betão confinado. Acerca da tensão de aderência,

apenas a curva 3 do *MC90* determina um valor superior $\tau_{b,max} = 13,4$ MPa; aproximadamente 3,73% superior. No caso 1 determina-se $\tau_{b,max} = 10,7$ MPa, o que significa cerca de 20,6% menos do que o valor experimental.

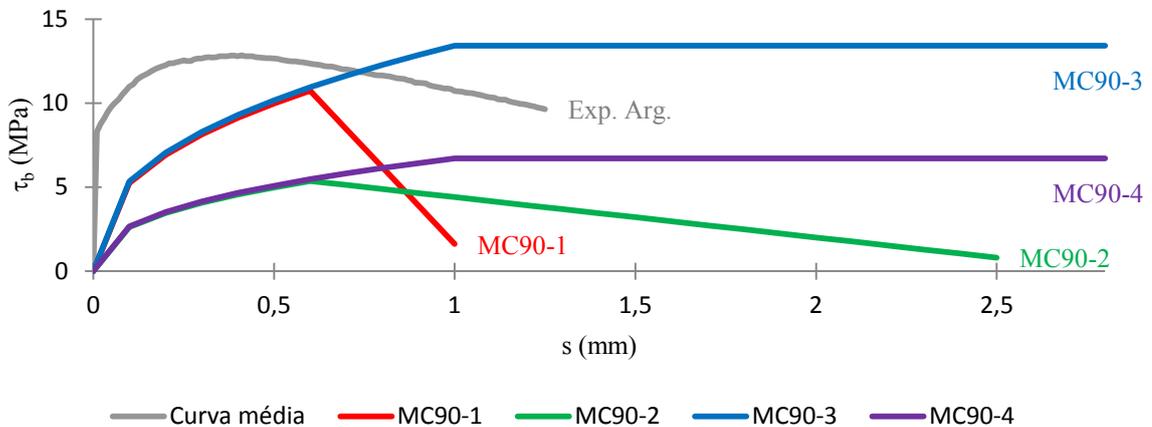


Figura 5.6 – Gráfico da curva média τ_b -s do ensaio POT Vs MC 1990.

Na Figura 5.7 apresentam-se os resultados para os provetes de argamassa com varão de aço $\phi 8$. Verificam-se novamente valores muito reduzidos do deslizamento s . O valor máximo da tensão de aderência $\tau_{b,max} = 18,8$ MPa ocorre a $s \approx 0,50$ mm, aproximadamente 16,7% inferior ao esperado para um betão não confinado. Em relação à tensão de aderência, a curva 3 do *MC90* determina que $\tau_{b,max} = 13,4$ MPa; aproximadamente 40,3% inferior. No caso 1 determina-se $\tau_{b,max} = 10,7$ MPa, o que significa cerca de 74,1% menos do que o valor experimental.

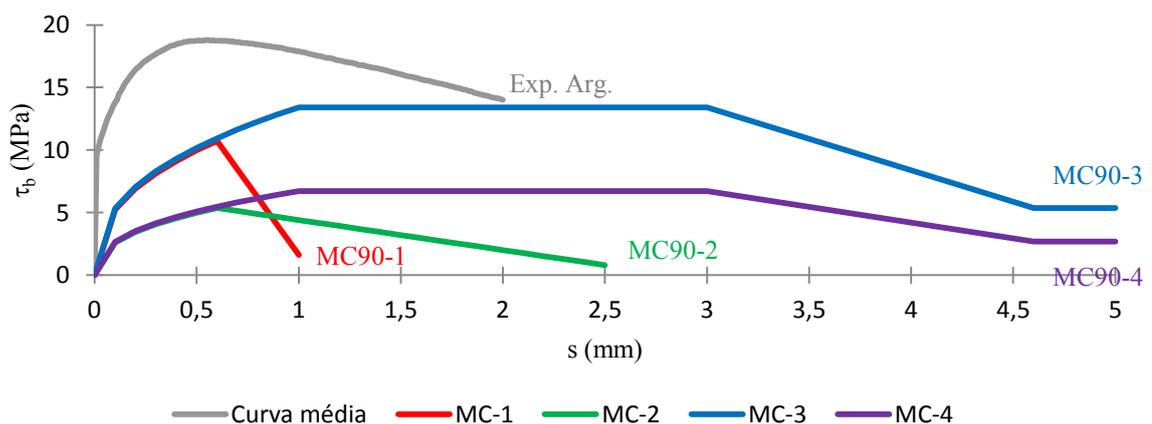


Figura 5.7 – Gráfico da curva média τ_b -s do ensaio Vs MC 1990.

Na Figura 5.8 mostram-se as duas curvas médias experimentais, relativas à segunda mistura de argamassa dos provetes com varões $\phi 6$ e $\phi 8$. Neste caso, é observável uma diferença significativa nos valores máximos da tensão de aderência para os diferentes

diâmetros, cerca de 31% inferior, remetendo para a possibilidade de existirem diferentes tipos de mecanismo a reagir no fenômeno da aderência para os dois tipos de material, o que não ocorreu no caso das misturas geopoliméricas. Neste contexto pressupõe-se uma maior aderência química ou coesão e atrito no geopolímero. Na argamassa a resistência mecânica apresenta uma influência superior no processo de aderência.

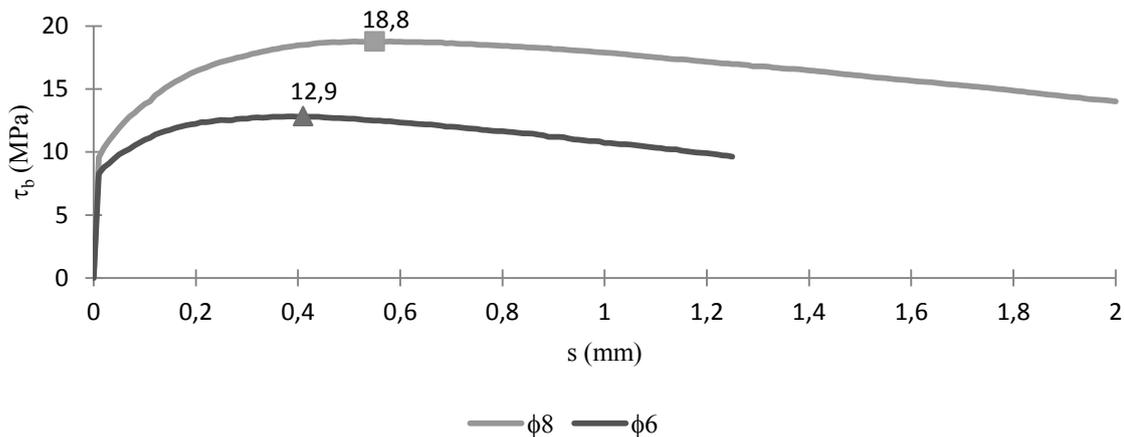


Figura 5.8 – Curvas médias τ_b - s da segunda mistura de argamassa.

Considere-se agora a metodologia do *EC2*. f_{bd} é determinado pela equação (2.5), com $f_{ctm} = 2,78$ MPa e η_1 e η_2 são iguais a 1, pelo que $f_{bd} = 2,25 \times 1 \times 1 \times 2,78 \approx 6,3$ MPa.

Por outro lado, os valores da tensão, para um deslizamento de 0,1 mm, obtidos e retirados das curvas 1 e 3 do *MC 90*, para condições de boa aderência, são:

$$\tau_{MC90-1}(0,1) = 5,24 \text{ MPa} / \tau_{MC90-3}(0,1) = 5,34 \text{ MPa}$$

$$/ \tau_b \phi 6(0,1) = 10,9 \text{ MPa} / \tau_b \phi 8(0,1) = 13,7 \text{ MPa}$$

Também aqui, os valores das normas mostram-se do lado da segurança.

5.5 Comparação com outros autores

Com o objetivo de continuar a confrontar, os resultados obtidos, recorreu-se a outros autores, dispersos na bibliografia. De salientar que esses resultados referem-se a provetes cúbicos construídos com betões, onde existem diversas variabilidades como é o caso da composição da mistura usada na construção do betão, as resistências mecânicas do betão e o tipo de varão de aço.

Para varões de aço de pequeno diâmetro, não foram encontrados muitos resultados. Na Figura 5.9 é feita a comparação dos resultados obtidos para o varão $\phi 8$ (Exp. Arg. e Exp. Geo.), com outros autores que também usaram o mesmo diâmetro de varão. Nesta figura adicionou-se a resistência à compressão do betão, nos dias em que foram realizados os ensaios. Para além disso, existiram diferenças no tipo de nervuras do varão de aço e nas resistências à tração, que variam ente os 450 MPa e os 650 MPa. Assim, na linha vermelha estão representados os resultados experimentais publicados na revista IBRACON (2013) para resistência à compressão de 25 MPa e 45 MPa aos 28 dias, a azul os resultados publicados em JPEE (2014) para 8 dias de cura e uma resistência à compressão de 40,1 MPa e para 77 dias de cura e com uma resistência à compressão de 31,7 MPa.

Da análise desta figura é possível confirmar que os reduzidos valores do deslizamento s na primeira fase dos ensaios constituem um resultado já avaliado por outros autores. O que é diferente corresponde ao valor de s no ponto de tensão máxima; os valores apurados neste trabalho são sempre muito inferiores aos restantes. Os diversos autores avaliam este ponto entre 0,5 mm e 1 mm, em geral. Existindo casos onde a tensão máxima ocorre para $s > 1$ mm. Em relação ao valores máximos das tensões, verifica-se que existe uma relação direta com a resistência à compressão dos betões, i.e. quanto maior f_{cm} , maior $\tau_{b,max}$. Tendo em conta a resistências apuradas para as 2^{as} misturas, os valores enquadraram-se nos resultados avaliados por outros autores. Por fim, verifica-se alguma concordância relativamente às partes finais das curvas, i.e. existe uma resistência acentuada nas deformações máximas. Importa recordar que a resistência à compressão no caso da argamassa ($f_{cm}=36,8$ MPa) foi inferior ao obtido no caso do geopolímero ($f_{cm}=37,2$ MPa). Para o mesmo diâmetro de varão $\phi 8$, a tensão máxima de aderência mostra-se superior na argamassa, em cerca de 15%, tendo uma resistência à compressão inferior à do geopolímero.

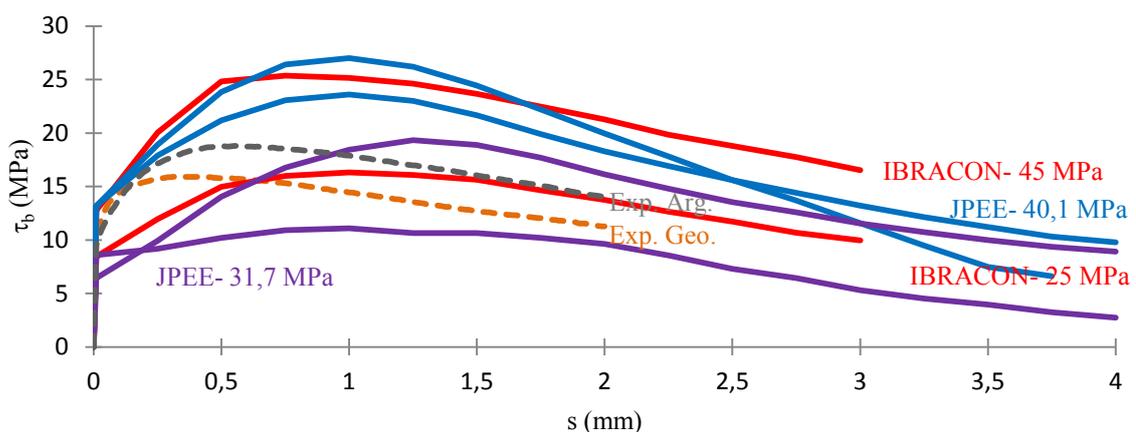


Figura 5.9 – Comparação com outros autores. Varão $\phi 8$.

Para diâmetros de maiores dimensões, existem muitos resultados experimentais obtidos por outros autores.

Na Figura 5.10 é feita a comparação dos resultados apurados para o varão $\phi 8$, com os de outros autores que usaram um diâmetro de varão $\phi 10$. Na linha vermelha estão representados os resultados de Fernandes (2000), com uma resistência à compressão aproximada de 30 MPa, a roxo é a apresentado o gráfico obtido por Almeida Filho (2006), com uma resistência à compressão de aproximadamente 30 MPa, a verde são apresentados os resultados publicados na revista IBRACON para 25 MPa e 45 MPa aos 28 dias, a azul os resultados publicados no JPEE 2014, para 8 dias de cura e uma resistência à compressão de 40,1 MPa e para os 77 dias de cura e com uma resistência à compressão de 31,7 MPa, e ainda na e linha negra os resultados publicados da revista materials and structures com uma resistência à compressão de 30 MPa.

Neste caso é possível observar 3 conjuntos de resultados: no primeiro existem deslizamentos significativos para tensões inferiores a 5 MPa; no segundo só a partir de uma tensão de 10 MPa é que se percebem deslizamentos significativos; e o caso IBRACON – 45 MPa. No primeiro conjunto, o ponto de $\tau_{b,max}$ verifica-se para $s > 1$ mm. No segundo conjunto, este ponto verifica-se para $s < 0,5$ mm. No terceiro conjunto, este ponto devia verificar-se para deslizamentos inferiores; no entanto ocorreu para $s \approx 0,8$ mm. Outra característica importante tem a ver com $\tau_{b,max}$. De facto, os valores de $\tau_{b,max}$ do primeiro conjunto estão muito próximos uns dos outros e são em geral inferiores aos restantes, devido principalmente aos valores reduzidos de f_{cm} . Relativamente ao 2º conjunto, existe uma grande variabilidade dos valores de $\tau_{b,max}$. Os valores inferiores correspondem aos betões mais fracos. Os resultados apurados neste trabalho estão inseridos na parte superior deste conjunto. De salientar o valor de $\tau_{b,max}$ relativo ao 3º conjunto; corresponde a aplicar uma tensão de tração de 540 MPa no varão. Por fim, importa salientar, mais uma vez, a tensão residual verificada para as maiores deformações.

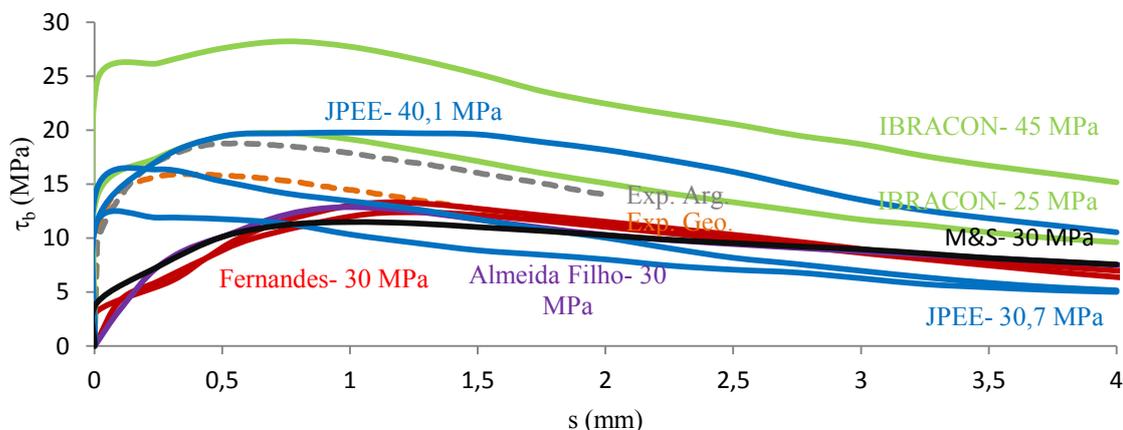


Figura 5.10 – Comparação com outros autores. Varão $\phi 10$.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo específico deste estudo constituiu na avaliação e comparação dos valores mecânicos do fenómeno da aderência dos aços, recorrendo a ensaios POT. Interessava conhecer as tensões de aderência e respetivos deslizamentos, quer no caso da argamassa de CPN, quer no caso do geopolímero. Para uma caracterização mecânica prévia destas misturas, foram também executados ensaios de rotura à tração por flexão, ensaios de rotura à compressão e ensaios de rotura à tração por compressão diametral.

Do Trabalho é possível retirar as seguintes conclusões gerais:

1. No âmbito dos provetes de argamassa, apesar de existir alguma variabilidade, os gráficos obtidos apresentam um comportamento semelhante, em relação à curva resultante dos ensaios POT. Esta evidência, comprova que a alteração dos provetes, relativamente ao estipulado na norma aplicável, não alteram as conclusões retiradas. Para além disso, em todos os ensaios ocorreu a rotura por arrancamento do varão de aço, com uma única exceção, onde ocorreu uma fratura diametral no provete. Na comparação de resultados com outros autores, que usaram a mesma metodologia para o ensaio, é possível identificar um grupo alargado onde estes resultados se enquadram. Mais, segundo o MC90, a rotura deveria ter ocorrido por fratura do provete, e não por arrancamento do provete, uma vez que se tratava de um ensaio de um varão não confinado. Não é o que acontece, de acordo com muitos outros autores;
2. Comparando a argamassa de CPN com o geopolímero, é observável uma rápida obtenção das resistências mecânicas máximas, por parte do geopolímero, até aos 15 dias de cura; i.e. uma situação diferente do crescimento gradual da argamassa. Relativamente à rotura, o geopolímero exibiu uma rotura por fratura diametral, ou seja com características mais frágeis, em relação à argamassa. Nos ensaios POT, para a mesma resistência do material, e com variação do diâmetro do varão, no caso do geopolímero não foi perceptível uma variação assinalável ao nível das curvas médias. No caso da argamassa, essa coincidência não se verificou, existindo uma variação de aproximadamente 31,4%, a favor do varão de maior diâmetro. Em termos médios, os valores máximos das tensões de aderência são equivalentes.
3. Nas formulações usadas para a previsão do comportamento do fenómeno da aderência, foi escolhida a do MC 90. Para o caso de não existir confinamento, os resultados obtidos mostraram se sempre do lado da segurança. Tanto a argamassa, como o geopolímero, apresentam sempre valores da tensão de aderência, para um deslizamento de 0,1 mm, duas vezes superior ao esperado de acordo com o MC90.

Mostra-se assim que, os resultados experimentais evidenciaram deslizamentos muito inferiores ao previsto.

4. Da análise e comparação com as normas Eurocódigo 2, e REBAP, pode afirmar-se que os valores regulamentares são conservadores em relação aos resultados obtidos. Sendo o geopolímero um material ainda em estudo e sem regulamentos definidos, mostrou-se também viável o seu uso através das normas existentes, apresentando resultados sempre do lado da segurança.
5. Alguns autores, que estudaram o geopolímero, propuseram possíveis valores para as tensões de aderência. Nomeadamente, Teixeira Pinto julgou um aumento em cerca de 90%, o que não se confirmou.

6.1 Trabalhos Futuros

Pensa-se que este trabalho experimental foi pioneiro na avaliação mecânica, e caracterização da resistência de aderência dos geopolímeros. Durante a sua execução deste conseguiu-se algumas respostas mas muitas outras questões apareceram e ficaram por desvendar. Deste modo ficam aqui algumas sugestões para trabalhos futuros que poderão ser interessantes para o estudo do material; entre elas:

- Efetuar ensaios POT variando os diâmetros de aço, de preferência usar um diâmetro maior ou igual a $\phi 10$;
- Estudar a aderência para algumas variações do material geopolimérico, que se pensa poderem ser mais promissoras;
- Estudar a influência dos agregados e do módulo de elasticidade na obtenção da tensão de aderência;
- Fazer uma análise mais detalhada das várias componentes da aderência no geopolímero ao aço;
- Fazer ensaios de aderência através do beam-test, outro tipo de teste possível para confirmar, ou não, as conclusões deste trabalho;
- Completar este trabalho, quer com o desenvolvimento de modelos numéricos, quer com a realização das devidas pesquisas bibliográficas.

BIBLIOGRAFIA

ACI Committe 408. (1966, November). Bond stress - the state-of-art. *ACI Journal. Proceedings, V.63* .

Bond-slip behavior of self-compacting concrete and vibrated. (2008). *Materials and Structures, vol. 41 ;1073-1089* .

CEB. (1982, April). Bond action and bond behavior of reinforcement. *State-of-art report, Bulletin d'Information, N°151* .

CEB-FIP. (julho de 1991). Modal code 1990 - final draft. *Bulletin d'Information, N° 203, Comité Euro-Internacional du Béton* . Lousanne.

CEN. (2004). Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão. *Regras gerais e regras para edifícios, Comité Europeu de Normalização* . Bruxelas.

Eligehausen, R.; Popov, E.; Bertero, V. (1983). Local Bond stress-slip relationships of deformed bar under generalized excitations. *Report N°UCB/EERC 83-23, Earthquake Engineering Research Center, University of California*, .

Elighausen, R., & Balázs, G. L. (1993, April). Bond and detailing. *CEB Bulletin d'Information N°217* .

Fernandes, R. M. (2000). A influência de ações repetidas na aderência aço-concreto. *Universidade de São Paulo* .

FIB BULLETIN 10. (2000, Agosto). Bond of reinforcement in concrete. *Fédération Internationale du Béton, Bulletin N°10* .

Filho, F. M. (2006). Contribuição ao estudo da aderência entre Barras de aço e concretos auto-adensáveis. *Universidade de São Paulo* .

Fusco, P.B. (1995). Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo.

Goto, Y. (April de 1971). Cracks formed in concrete around deformed tension bars. *ACI Journal, Vol. 68, N°4* .

Grazina, J. C. (Março de 2000). Modelos de aderência aço-betão em ensaios de tirantes. *Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e tecnologia da Unviversidade de Coimbra* .

Guerra, F. J. (2014). Avaliação Experimental do Comportamento Mecânico de Materiais Ativados Alcalinamente. *Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra* .

Louro, S. A. (2011). Estudo da aderência aço – betão em elementos. *Tese de Mestrado, Universidade de Aveiro* .

Lutz, L.A.; Gergeley, P. (Nov de 1967). Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. *ACI Journal, Vol. 64, N°11* .

Neville, A. M. (2002). Proprieties of Concrete. Fourth and Final Edition. *Pearson Education Limited, Edinburgh* .

NP EN 10002-1. (1990). Ensaio de tração Parte 1: Método de ensaio (à temperatua ambiente). *IPQ* .

NP EN 12390-1. (2012). Ensaio do betão endurecido. Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes. *IPQ* .

NP EN 12390-2. (2009). Ensaio do betão endurecido. Parte 2: Execução e cura dos provetes provetes para ensaios de resistência mecânica. *IPQ* .

NP EN 12390-3. (2011). Ensaio do betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão dos provetes. *IPQ* .

NP EN 12390-5. (2009). Ensaio do betão endurecido. Parte 5: Resistência à flexão de provetes. *IPQ* .

NP EN 12390-6. (2011). Ensaio do betão endurecido. Parte 6: Resistência à tracção por compressão de provetes. *IPQ* .

NP EN 196-1. (2006). Métodos de ensaio de cimentos. Parte 1: Determinação das resistências mecânicas. *IPQ* .

NP EN 206-1. (2007). Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade. *IPQ* .

Oliveira, K. R. (jan. - dez. de 2007). Estudo da aderência em concretos leves com adição de resíduos . *Ciência & Engenharia, Uberlândia, v. 16, n. 1/2, p. 47 - 52* .

-
- Oliveira, M. J. (2014). Caracterização do Comportamento Mecânico de Sistemas Ligantes Obtidos por Ativação Alcalina. Evolução Temporal e Composição de Activador. *Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra*.
- P. Desnerck, G. De Schutter & L. Taerwe. (2010). A local bond stress-slip model for reinforcing bars in self-compacting. *Ghent University, Ghent, Belgium*.
- Pereira, J. P. (2012). Refroço de fundações com micro-estacas. Ligação aço/calda/betão. *Tese Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra*.
- prEN 10080. (2005). Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing. *EUROPEAN STANDARD*.
- REBAP. (1984). Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçadp. *Decreto-Lei n°349-C/83*.
- RILEM/CEB/FIP. (1982, April). Recommendations on reinforcement steel for reinforced concrete. Revised edition of RC6 of bond test for reinforcement steel: (2) Pull-out test. *Comité Euro-International du Béton, CEB News N°61*. Paris.
- RILEM-FIP-CEB. (1973). Bond test for reinforcement steel- 2.Pull Out Test.
- S. Khalfallah. (2008). Modeling of Bond for Pull-out tests. *Building Research Journal, Vol. 58*.
- Severo, C., Costa, D., Bezerra, I., Menezes, R., Neves, G. (2013). Características, particularidades e princípios científicos dos materiais ativados alcalinamente. *REMAP-Revista Electrónica de Materiais e Processos, Vol. 8, N° 2, pp. 55-67*.
- Silva, B. V., Barbosa, M. P., Filho, L. C., & Lorrain, M. S. (2013). Investigação experimental sobre o uso de ensaios de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão axial do concreto: parte 1. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, vol. 6, N°5*. São Paulo.
- Soretz, S. (1972). Comparison of beam tests and pull out tests. *Matériaux et constructions, Vol. 5, N°28*.
- Soroushian, P. et al. (1991). Bond of deformed bars to concrete: effects of confinement and strength of concrete. *ACI Materials Journal, V.88, n°3*.
- Sousa, R. H. F., Tavares M. E. N., Teixeira, P. J. B. (2014). Avaliação experimental da aderência ao concreto de barras galvanizadas. *5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, submission 40*.
-

Tassios, T.P. (1979). Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic actions. *CEB, Bulletin d'Information* , N°131 .

Teixeira Pinto, A. (2003). Geobetão, o Betão da Construção Sustentada. *Construção Magazine* (7) .

Teixeira Pinto, A. (2006). Introdução ao estudo dos geopolímeros. *Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro* . Vila Real: Portugal.

Teixeira Pinto, A. (2004). Sistemas ligantes obtidos por ativação alcalina do metacaulino. (*Tese de Doutoramento*). *Universidade do Minho* . Guimarães: Portugal.

Youlin, X. (1992). Experimental study of bond-anchorage properties for deformed bars in concrete. *International Conference of bond in concrete: From research to practice. Proceeding topic 1: Bond of ordinary reinforcement, Vol. 1 pp. 9-17* .

ANEXO

Nas Tabelas A.1 e A.2 apresentam-se os dados que complementam a informação apresentada no capítulo 3 acerca dos ensaios auxiliares para caracterização mecânica das misturas, nomeadamente os ensaios de tração, compressão e diametral.

Tabela A.1 - Valores complementares dos ensaios de tração e compressão.

Ensaio de compressão nos Prismas				Ensaio de tração nos Prismas				
	Nº	Fc (kN)	Área do provete (mm ²)	σ_c (MPa)	Nº	Fc (kN)	Área do provete (mm ²)	σ_t (MPa)
Primeira mistura de Argamassa ensaiada aos 28 dias	1	40,3	1600	25,2	1	1,41	64000	1,65
	2	40,0	1600	25,0	2	1,43	64000	1,68
	3	34,4	1600	21,5	3	1,28	64000	1,50
	4	34,3	1600	21,4				
	5	35,8	1600	22,4				
	6	36,5	1600	22,8				
Média		36,9		23,1		1,37		1,61
Segunda mistura de argamassa ensaiada aos 21 dias	1	48,2	1600	30,1	1	-	64000	-
	2	50,6	1600	31,6	2	1,7	64000	1,99
	3	47,8	1600	29,9	3	1,58	64000	1,85
	4	51,5	1600	32,2				
	5	56,1	1600	35,0				
	6	58,2	1600	36,4				
Média		52,1		32,5		1,64		1,92
Segunda mistura de argamassa ensaiada aos 28 dias	1	51,5	1600	32,2	1	2,10	64000	2,46
	2	46,7	1600	29,2	2	1,76	64000	2,06
	3	55,6	1600	34,8	3	1,63	64000	1,91
	4	56,1	1600	35,0				
	5	46,6	1600	29,1				
	6	53,3	1600	33,3				
Média		51,6		32,3		1,83		2,14
Segunda mistura de argamassa ensaiada aos 40 dias	1	67,2	1600	42,0	1	2,65	64000	3,11
	2	66,2	1600	41,4	2	2,43	64000	2,85
	3	53,6	1600	33,5	3	2,36	64000	2,77
	4	57,0	1600	35,7				
	5	56,4	1600	35,3				
	6	57,5	1600	35,9				
Média		59,7		37,3		2,48		2,91
Primeira mistura de Geopolímero ensaiado aos 19 dias	1	63,6	1600	39,7	1	1,53	64000	1,79
	2	61,9	1600	38,7	2	1,86	64000	2,18
	3	68,8	1600	43,0	3	1,77	64000	2,07
	4	69,3	1600	43,3	4	2,14	64000	2,51

	5	65,9	1600	41,2	5	2,35	64000	2,75
	6	68,2	1600	42,6	6	1,73	64000	2,03
Média		66,3		41,4		1,9		2,2
Primeira mistura de Geopolímero ensaiado aos 3 meses e 15 dias	1	0,0	1600	-				
	2	73,1	1600	45,7				
	3	66,3	1600	41,5				
	4	61,7	1600	38,6				
	5	73,3	1600	45,8				
	6	62,1	1600	38,8				
Média		56,1		42,1				
Segunda mistura de Geopolímero ensaiado aos 21 dias	1	51,3	1600	32,0	1	2,10	64000	2,46
	2	54,3	1600	33,9	2	2,05	64000	2,40
	3	49,9	1600	31,2	3	1,79	64000	2,10
	4	48,7	1600	30,4				
	5	63,7	1600	39,8				
	6	51,1	1600	31,9				
Média		53,2		33,2		1,98		2,32
Segunda mistura de Geopolímero ensaiado aos 28 dias	1	52,1	1600	32,6	1	2,21	64000	2,59
	2	53,5	1600	33,5	2	2,24	64000	2,63
	3	61,8	1600	38,6	3	2,47	64000	2,89
	4	64,8	1600	40,5				
	5	62,8	1600	39,3				
	6	71,7	1600	44,8				
Média		61,1		38,2		2,31		2,70
Segunda mistura de Geopolímero ensaiado aos 40 dias	1	47,4	1600	29,7	1	2,13	64000	2,50
	2	69,8	1600	43,6	2	1,86	64000	2,18
	3	47,1	1600	29,4	3	2,10	64000	2,46
	4	54,7	1600	34,2				
	5	61,1	1600	38,2				
	6	70,7	1600	44,2				
Média		58,5		36,5		2,03		2,38
Ensaio de compressão nos Cubos de argamassa								
Primeira mistura de Argamassa	1			29,4				
	2			29,6				
	3			27,8				
Média			28,9					
Segunda Mistura de argamassa, analisada em conjuntos de dois, aos 15, 21, 28 e 40 dias	1			33,7				
	2			34,7				
	3			35,9				
	4			35,2				
	5			36,1				
	6			36,2				
	7			36,6				
	8			37,1				

Tabela A.1 - Valores complementares do ensaio diametral.

Ensaio Diametral						
	Nº	Fc (kN)	Altura (mm)	Diametro (mm)	σ_c (MPa)	
Primeira mistura de argamassa	1	18,7	570	1010	2,06	
	2	17,7	590	1080	1,77	
	3	17,3	600	1060	1,73	
Média		17,87			1,85	
Primeira mistura de Geopolímero	1	19,2	630	1010	1,92	
	2	17,2	590	1070	1,74	
	3	16,1	580	1050	1,69	
Média		17,50			1,78	
Primeira mistura de argamassa com varão $\phi 6$	4	25,5	600	1070	2,53	
	5	26,2	600	1080	2,58	
	6	26,9	600	1080	2,64	
	7	31,7	600	1070	3,14	
	8	27,7	600	1060	2,77	
	9	30,7	600	1090	2,99	
	Média		28,1			2,77
	10	30,5	800	1060	2,29	
	11	33,05	800	1050	2,50	
Primeira mistura de argamassa com varão $\phi 8$	12	32,6	800	1060	2,45	
	13	36,4	800	1100	2,63	
	14	34,87	800	1080	2,57	
	15	28,86	800	1050	2,19	
Média		32,7			2,44	
Primeira mistura de geopolímero com varão $\phi 6$	4	18,5	600	1070	1,84	
	5	17,0	600	1080	1,67	
	6	15,6	600	1080	1,53	
	7	18,2	600	1070	1,80	
	8	17,4	600	1060	1,74	
	9	18,3	600	1090	1,78	
	Média		17,5			1,73
	10	21,8	800	1060	1,64	
	11	20,7	800	1050	1,57	
Primeira mistura de geopolímero com varão $\phi 8$	12	-	800	1060	-	
	13	-	800	1100	-	
	14	19,3	800	1080	1,42	
	15	21,0	800	1050	1,59	
Média		20,7			1,55	