



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

# **Deformação de Vigas Construídas com Geopolímeros**

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

**Autor**

**Joel Eduardo Sobreira Correia**

**Orientadores**

**Prof. Adelino Vasconcelos Lopes (UC)**

**Prof. Sérgio Manuel Rodrigues Lopes (UC)**

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, 2016**

## Agradecimentos

Queria agradecer:

Ao Professor Adelino Lopes e ao Professor Sérgio Lopes, por todo o apoio e conhecimento prestado ao longo desta dissertação, mostrando-se sempre disponíveis em todas as fases do projeto.

À empresa FAPRICELA, na pessoa do Eng. Nelson Batista, o fornecimento gratuito do aço.

Aos meus colegas e amigos, Francisco Fonseca, Paulo Marques e Pedro Torres, que foram fundamentais na elaboração do trabalho laboratorial.

A todos os Funcionários do Laboratório de Estruturas, Mecânica Estrutural e Construções.

A todos Professores e Funcionários da Universidade de Coimbra, por todo o serviço prestado ao longo destes anos.

A todos os meus Colegas e Amigos, que me acompanharam neste trajeto académico, e que de alguma forma contribuíram para o meu desenvolvimento pessoal.

Ao meu irmão e restante Família e Amigos, por me acompanharem no meu crescimento.

Ao meu Pai, Rogério, agradeço por ter sido o meu grande pilar ao longo deste percurso académico e da minha vida, apoiando-me e acreditando sempre em mim e nas minhas capacidades, fazendo com que tudo ficasse mais fácil nos momentos mais difíceis. Com a certeza de que sem ele isto não seria possível, dedico-lhe esta dissertação.

## RESUMO

Ao longo dos tempos têm-se verificado diversos problemas no uso do cimento de Portland Normal (CPN), tanto na vertente de impactes ambientais associados à sua produção, como das limitações ao nível do seu desempenho mecânico, durabilidade e problemas relacionados com a agressividade ambiental, como os ataques de ácidos e/ou sulfatos. Além disso, existe o inconveniente de se requererem curvas granulométricas específicas, que tem implicações a nível paisagístico. Nos dias que correm, torna-se necessário procurar alternativas ao uso do tradicional cimento, na tentativa de mitigar os impactes dos aspetos atrás referidos, sendo que o desuso do CPN pode reduzir até 70% as emissões de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) para a atmosfera. Na presente dissertação pretende-se assim estudar a viabilidade da utilização de um material ativado alcalinamente, o metacaulino castanho.

O trabalho desenvolvido através de análise experimental incide essencialmente na avaliação da deformação à flexão de vigas simplesmente apoiadas. Estas são constituídas por metacaulino castanho e sujeitas a duas cargas simetricamente colocadas. Nesta dissertação pretende-se avaliar o desempenho destas vigas nos diversos estados do comportamento estrutural, nomeadamente desde a fase linear até à rotura, de forma a estudar a viabilidade deste material na substituição do tradicional betão de cimento.

O metacaulino apresentou, de um modo geral, um comportamento promissor para a sua utilização em elementos estruturais. O módulo de elasticidade estimado foi de sensivelmente 17GPa, aproximadamente metade do valor dos betões da classe (C20/25). Para o valor médio de tensão de rotura à tração, este foi na ordem dos 5MPa, correspondendo ao dobro do valor dos betões da mesma classe. As vigas de metacaulino também se revelaram muito dúcteis, uma característica importante no estudo das deformações.

## ABSTRACT

Over the time, some problems in Ordinary Portland Cement have been reported, namely the pollution level of its production or the known limitations in terms of its mechanical performance, durability and problems caused by environmental aggression, e. g. acids and/or sulfates. Another problem in the use of Ordinary Portland Cement (OPC) is related with the usage of very specific size distribution curves that have implications at the landscape level. Due to these aspects the present work aims to study the feasibility of using an alkali-activated material - the brown metakaolin - as a replacement for the traditional cement. Just in the production of this material it is possible to reduce up to 70% of carbon dioxide (CO<sub>2</sub>) emissions.

The work developed through an experimental study focuses mainly on the evaluation of the bending deformation of simply supported beams. These beams are made of brown metakaolin and subjected to two symmetrically load points. The present work intends to analyze the behavior of these beams in various phases of the load displacement behavior, starting from the linear phase until failure, in order to study the feasibility of this material in the replacement of traditional cement concrete.

In general, the metakaolin showed a promising performance for use in structural members. The modulus of elasticity was around 17GPa which is approximately half the amount of concrete C20 / 25. The medium value of the tensile strength was about 5MPa corresponding to twice the value of the same concrete. Metakaolin beams also turned out to be very ductile, an important feature in studies on deformation.

---

## ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Objetivos.....	2
1.2. Organização da dissertação.....	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1. Comportamento de vigas de betão armado sujeitas a flexão.....	4
2.1.1. Estado I.....	5
2.1.2. Estado II.....	5
2.1.3. Estado III.....	6
2.1.4. Momento de fissuração.....	6
2.2. Programa ANL.....	6
2.3. EC2.....	7
2.4. Controlo de deformação.....	9
2.4.1. Eurocódigo 2.....	9
2.4.2. Efeitos diferidos.....	11
2.5. Ativação Alcalina.....	12
2.5.1. Metacaulino (MK).....	13
3. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL.....	15
3.1. Conceção das vigas.....	15
3.1.1. Armaduras das vigas.....	16
3.1.2. Cofragem.....	17
3.2. Características dos materiais.....	18
3.2.1. Aços.....	18
3.2.2. Areia.....	20
3.2.3. Metacaulino (MK).....	20
3.2.4. Ativador.....	20
3.2.5. Composição da mistura.....	20
3.3. Ensaios dos materiais.....	21
3.3.1. Ensaio de tração por flexão em fase elástica.....	22
3.3.2. Ensaio de rotura à tração por flexão.....	23
3.3.3. Ensaios de compressão.....	24
3.4. Dimensões dos provetes.....	26
3.5. Esquema e programação de ensaio.....	26
4. RESULTADOS.....	29
4.1. Aspetos gerais.....	29

---

4.2. Vigas com variação de $\rho$ .....	31
4.2.1. Viga $V\rho_{1,3}$ .....	32
4.2.2. Viga $V\rho_{1,0}$ .....	34
4.2.3. Viga $V\rho_{0,8}$ .....	35
4.2.4. Viga $V\rho_{0,6}$ .....	37
4.2.5. Viga $V\rho_{0,4}$ .....	38
4.3. Vigas com variação de espaçamento entre estribos.....	39
4.3.1. Viga VE4.....	41
4.3.2. Viga VE7.....	42
4.3.3. Viga VE10.....	43
4.3.4. Viga VE14.....	44
4.3.5. Viga VSE.....	46
4.4. Vigas com armadura tracionada igual à armadura comprimida.....	47
4.4.1. Viga $V2\phi 4$ .....	48
4.4.2. Viga $V3\phi 4$ .....	50
4.4.3. Viga $V4\phi 4$ .....	51
4.4.4. Viga $V4\phi 8$ .....	52
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	54
5.1. Aspectos Gerais.....	54
5.1.1. Quociente $L/d_{cr}$ .....	55
5.1.2. Quociente $L/d_y$ .....	56
5.1.3. Quociente $d_y/d_{cr}$ .....	57
5.1.4. Quociente $d_{ult}/d_y$ .....	58
5.1.5. $K'_I$ .....	59
5.1.6. $K'_{II}$ .....	59
5.1.7. $K_I/K_{II}$ .....	60
5.2. Comparação de resultados.....	61
5.2.1. Comparação de vários materiais; Ponto de fissuração.....	62
5.2.2. Comparação de vários materiais; Ponto de cedência.....	63
5.2.3. Comparação de vários materiais; fase de fissuração.....	64
5.2.4. Comparação de vários materiais; quociente $K_I/K_{II}$ .....	65
6. CONCLUSÕES.....	66
6.1. Principais conclusões.....	66
6.2. Trabalhos futuros.....	67
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	68

---

## SIMBOLOGIA

### Letras Latinas

$A_s$	Área da secção de uma armadura de tração
$A_s'$	Área da secção de uma armadura de compressão
$A_{sw}$	Área da secção da armadura transversal
$b$	Largura da secção transversal
$d$	Altura útil da secção
$d_{cr}$	Deslocamento de fissuração
$d_{máx}$	Deslocamento de carga máxima
$d_{últ}$	Deslocamento último
$d_y$	Deslocamento de cedência
$E$	Módulo de elasticidade
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade efetivo do betão
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$EI$	Rigidez à flexão
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura à compressão do betão
$f_{cm}$	Valor médio da tensão de rotura do material à compressão
$f_{tm}$	Valor médio da tensão de rotura do material à tração
$f_{sum}$	Tensão de rotura média do aço das armaduras
$f_{sym}$	Valor da tensão de cedência do aço
$h$	Altura da secção transversal
$I$	Momento de inércia da secção
$K_{Iaço}$	Rigidez do aço na fase elástica
$K_I$	Rigidez do Estado I
$K_{II}$	Rigidez do Estado II
$L$	Comprimento
$M$	Momento fletor
$M_{cr}$	Momento Fletor de carga de fissuração
$M_{max}$	Momento fletor de carga máxima
$M_y$	Momento fletor de carga de cedência
$N$	Esforço axial
$P_{cr}$	Valor da carga de fissuração da viga
$P_{max}$	Valor da carga máxima resistente da viga
$P_{ult}$	Valor da carga última da viga, correspondente a 85% da carga máxima

$P_y$	Valor da carga de cedência da viga
$S$	Momento Estático da secção de armaduras em relação ao c.g. da secção
$V$	Esforço transversal
$W_c$	Módulo de flexão bruta do betão
$1/r$	Curvatura numa determinada secção

#### Letras Gregas

$\Delta L$	Alongamento da viga
$\vartheta$	Coefficiente de distribuição
$\alpha_e$	Coefficiente de homogeneização efetivo
$\epsilon_{cc}(\infty, t_0)$	Deformação do betão por fluência
$\phi$	Diâmetro varão do aço
$\epsilon_{ca}$	Extensão de retração autogénea
$\epsilon_{cd}$	Extensão de retração por secagem
$\epsilon_{sum}$	Extensão média última do aço à tração
$\epsilon_{sym}$	Extensão média de cedência do aço à tração
$\sigma_c$	Tensão de compressão
$\sigma_s$	Tensão nas armaduras de tração
$\sigma_{sr}$	Tensão nas armaduras a partir da secção fendilhada
$\rho$	Taxa de armadura de tração
$\rho'$	Taxa de armadura de compressão
$\omega$	Taxa mecânica de armadura
$\varphi(\infty, t_0)$	Valor final do coeficiente de fluência
$\mu$	Valor do momento reduzido

#### Símbolos Químicos

$CO_2$	Dióxido de Carbono
$MK$	Metacaulino
$SiO_2$	Dióxido de silício ou Sílica
$Al_2O_3$	Óxido de Alumínio ou Alumina
$NaOH$	Hidróxido de sódio
$Na_2SiO_3$	Silicato de sódio



**ABREVIATURAS**

ANL	Análise não-linear
ARG	Argamassa
BA	Betão Armado
CPN	Cimento Portland Normal
EC2	Eurocódigo 2
ELS	Estados Limites de utilização
ELU	Estados Limites Últimos
EXP	Experimental
ER	Aço endurecido a frio, de alta aderência
FCTUC	Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra
LEMEC	Laboratório de Estruturas, Mecânica Estrutural e Construções
MB	Metacaulino Branco
MC	Metacaulino Castanho
NR	Aço de dureza natural de alta aderência
NP	Norma Portuguesa
P-d	Diagrama carga-deslocamento
PVC	Policloreto de polivinila

## 1. INTRODUÇÃO

Na sua produção, o cimento de Portland tem um impacto ambiental significativo, tanto a nível de emissões de gases, que provocam efeitos de estufa, como pelo facto de as exigências nas curvas granulométricas levarem à exploração de pedreiras numa grande escala. Além disso, apresenta diversas limitações a nível mecânico, problemas relacionados com a agressividade ambiental e a durabilidade, pois estima-se que a sua vida útil varie apenas entre 50 e 100 anos. De acordo com Torgal et al. (2010), a indústria da construção é responsável por 30% das emissões de carbono no mundo, sendo o Cimento de Portland responsável por 7%. Esta é também a maior consumidora de matérias-primas, pois consome aproximadamente 3.000Mt/ano. Os referidos fatores fazem com que este material não seja tão sustentável quando comparado com os Geopolímeros, também conhecidos por ligantes ativados alcalinamente, onde as emissões de CO<sub>2</sub> podem ser reduzidas até 70%, dependendo dos materiais utilizados na mistura (Davidovits, 2013).

Vários estudos indicam que os ligantes utilizados na ativação alcalina já eram utilizados na antiguidade e que a ativação alcalina sucede do desenvolvimento da mesma, ou seja, de uma adaptação dos métodos utilizados pelos Romanos e Egípcios, sendo que os monumentos ainda existentes comprovam o bom comportamento tanto a nível de durabilidade como resistência destes materiais (Pinto, 2004).

Atualmente, torna-se essencial garantir um bom desempenho estrutural, sendo fundamental garantir as condições a nível dos Estados Limites Últimos (ELU) e Estados Limites de Utilização (SLS). Estas apresentam exigências fundamentais que podem comprometer a utilização destes novos materiais, como é o caso da resistência, deformação e da fendilhação. O conhecimento do comportamento mecânico dos materiais ativados alcalinamente é ainda muito limitado. Assim sendo, esta dissertação incide sobre o comportamento de vigas construídas com metacaulino de cor castanha sujeitas essencialmente a flexão. Para isso construíram-se 15 vigas com disposições de armaduras diferentes, modificando a quantidade de armadura transversal e longitudinal. Recorrendo, em paralelo, a simulações numéricas, foram recolhidos os resultados relativos ao comportamento das vigas, seguindo-se uma comparação entre resultados obtidos via experimental e cálculos através de metodologias teóricas.

## 1.1. Objetivos

O principal objetivo desta dissertação consiste em avaliar a deformação de vigas sujeitas a flexão simples constituídas por um ligante ativado alcalinamente, o metacaulino castanho.

Para isso, pretende-se construir 15 vigas, que serão subdivididas em 3 grupos, cada um deles composto por 5 vigas. Para as vigas pertencentes ao primeiro grupo, serão utilizadas taxas de armadura tracionadas usais na Engenharia Civil; no segundo grupo, pretende-se variar o espaçamento entre estribos; e no último grupo as vigas serão construídas com a mesma armadura tracionada e comprimida. Nesta dissertação será avaliado o comportamento do material relativamente à deformação. A resistência e a fendilhação serão abordadas em outros projetos de dissertação.

As 15 vigas serão ensaiadas como uma estrutura isostática, submetidas a duas ações simétricas, de forma a avaliar o seu comportamento em função da flexão. Após o ensaio, pretende-se fazer uma análise complementar ao estudo da deformação, nomeadamente desde a fase elástica até atingir a rotura, avaliando diversos parâmetros, tais como: o deslocamento de fissuração, o deslocamento de cedência das armaduras, a amplitude destas fases, a rigidez nos Estados I e II, entre outros. Por último, os resultados serão comparados globalmente entre si, e com outros resultados obtidos em outros trabalhos, por forma a poder retirar algumas conclusões importantes para a verificação da segurança no âmbito do Projeto de Estruturas, nomeadamente a avaliação do seu comportamento em relação aos Estados Limites de Utilização (SLS).

Sendo uma fase introdutória ao tema em questão, o objetivo desta dissertação consiste em investigar se as características mecânicas verificadas no comportamento do metacaulino permitem colocar este material como um possível substituto ao Cimento de Portland Normal.

## 1.2. Organização da dissertação

Esta dissertação será dividida em 6 capítulos. Neste capítulo, é feita uma introdução ao tema da dissertação, sendo descritos os principais objetivos, bem como os processos desenvolvidos para os atingir.

No segundo capítulo, serão introduzidos os conceitos relevantes ao tema elaborados em estudos de investigação, bem como a apresentação das normas existentes relativas a este projeto de dissertação.

No Capítulo 3 é descrito todo o processo experimental efetuado até à realização dos ensaios das 15 vigas, onde se descreve o processo construtivo das vigas, incluindo a caracterização dos

---

materiais utilizados, os ensaios efetuados para a caracterização das propriedades resistentes dos materiais e a caracterização e procedimento utilizado para o modelo dos ensaios.

No Capítulo 4 será efetuada uma análise individual relativa aos resultados obtidos nos ensaios experimentais para as 15 vigas, apresentando e comentando todos os aspectos relevantes que foram verificados na realização dos mesmos.

O Capítulo 5 é um complemento do Capítulo 4, ou seja, será efetuada uma análise global dos resultados obtidos, avaliando os diversos parâmetros que interessam no estudo da deformação, sendo feita uma análise comparativa relativamente às normas existentes, bem como aos resultados obtidos em projetos anteriores.

Por último, no Capítulo 6 serão apresentadas as principais conclusões deste trabalho, complementando com um conjunto de propostas de trabalhos futuros, de maneira a dar continuidade ao estudo efetuado.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste trabalho pretende-se estudar como se deforma uma viga, construída com metacaulino de cor castanha, sujeita a flexão. Não deixa de ser importante relacionar o seu comportamento com o betão armado, de forma a estudar a possibilidade deste material ser uma alternativa viável e competitiva ao uso corrente do Cimento Portland Normal. Neste capítulo pretende-se expor o conhecimento atual do comportamento destes dois materiais.

Será então introduzido o comportamento de vigas de betão armado sujeito a flexão simples, bem como as metodologias de cálculo utilizadas no estudo da deformação. Serão descritos, os programas computacionais de análise não linear, desenvolvidos no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra (FCTUC), assim como outras metodologias para o cálculo teórico das deformações. Também são apresentados alguns estudos relativos ao material em estudo, através de um resumo histórico e alguns resultados, que comprovam a utilidade deste material.

### 2.1. Comportamento de vigas de betão armado sujeitas a flexão

O betão armado tornou-se, no século XX, num dos materiais mais utilizados na construção civil. No âmbito deste trabalho, torna-se assim fundamental o conhecimento do comportamento deste material quando utilizado numa viga sujeita à flexão simples até atingir a rotura.

O comportamento de uma viga de betão armado, quando sujeita um carregamento contínuo, passa por diversas fases até que ocorra a rotura. Essas fases são dependentes de vários aspetos relacionados com o betão e o aço. Em condições normais, a rotura de uma viga de betão armado poderá ocorrer de 3 formas distintas: por rotura do aço tracionado, por corte, ou por esmagamento do material comprimido. O comportamento típico de uma secção transversal de uma viga de Betão Armado sujeita a flexão simples é ilustrado na Figura 2.1.

Este comportamento pode ser subdividido em 3 estados: o Estado I que ocorre desde o início do carregamento até ocorrer a fendilhação; o Estado II que acompanha o desenvolvimento de fissuras até à cedência das armaduras; e o Estado III que acontece desde a cedência das armaduras até à rotura da viga.

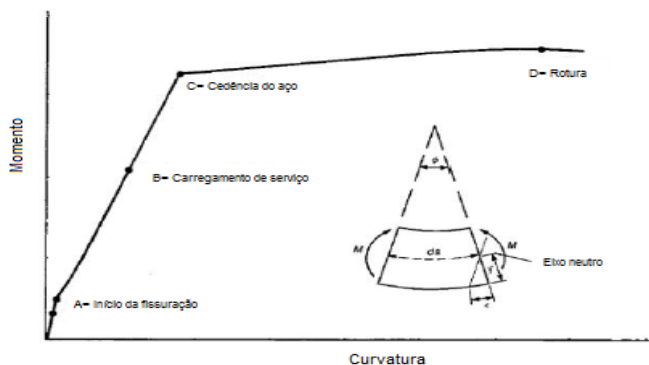


Figura 2.1- Digrama Momento-Curvatura (adaptado de MacGregor,1992).

### 2.1.1. Estado I

O Estado I, também conhecido por fase não fendilhada, ou fase linear elástica, acontece quando as tensões normais são de baixa magnitude sendo que o betão consegue resistir às tensões de tração. Assim, o diagrama de tensões ao longo da seção transversal da peça é proporcional às deformações.

Como se sabe, a resistência do Betão Armado à tração é muito inferior quando comparada com a resistência à compressão. Segundo Appleton (2013), o valor de tração é aproximadamente 1/10 da compressão, não se tornando viável o dimensionamento de uma viga neste estado.

Este estado termina quando se inicia a fendilhação. A estimativa deste ponto pode ser realizada através do cálculo do momento de fissuração. O cálculo deste valor será indicado mais adiante.

### 2.1.2. Estado II

O Estado II inicia-se na fendilhação da zona de tração. Quando este ocorre, as tensões de tração do material passam para as armaduras. Com o aumento do carregamento, a tensão nas armaduras aumenta e a linha neutra sobe, fazendo com que as fendas caminhem no sentido da borda mais comprimida. O betão praticamente deixa de resistir à tração, ou seja, essa pouca resistência é desprezada. De modo simplificado, é possível manter o diagrama linear de tensões na zona comprimida.

É ao longo deste estado que se fazem as verificações da viga para os SLS, limitando a abertura de fendas, as deformações e as tensões dos materiais.

Importa salientar, que por vezes, as vigas de Betão Armado podem não atingir a fase de cedência das armaduras, pois a rotura pode ocorrer por esmagamento do betão, ou por esforço

transverso antes de atingir esta fase. Estes fenómenos poderão ocorrer devido, por exemplo, à má conceção, ou ao mau dimensionamento estrutural, entre outros. O Estado II termina quando se dá a cedência das armaduras, iniciando seguidamente o Estado III.

### 2.1.3. Estado III

Após a cedência das armaduras, entra-se na fase de plastificação das armaduras. Nesta fase, considera-se que o diagrama de tensões no betão toma a forma parábola-retângulo, sendo que o EC2 permite que se considere simplifadamente um diagrama equivalente retangular.

Este estado é também relevante no sentido em que, para pequenos aumentos de carga, as deformações aumentam significativamente quando comparados com os Estados I e II. O estado III termina quando se dá a rotura no aço ou o esmagamento do betão.

### 2.1.4. Momento de fissuração

Como foi anteriormente referido, o momento de fissuração  $M_{cr}$  é o ponto que delimita o Estado I. Este valor é importante no sentido que define o final do comportamento elástico linear de uma secção de betão, ou seja, quando todo o betão deixa de resistir à tração, e conseqüentemente aparecem as primeiras fendas, sendo implicado a partir desse ponto o início da contribuição fundamental das armaduras na resistência ao carregamento. Existem várias metodologias destinadas ao cálculo deste parâmetro; uma das metodologias utilizadas neste trabalho, para o cálculo do  $M_{cr}$ , em secções transversais retangulares, está enunciada no Handbook EC2 (Beeby, 1995):

$$M_{cr} = W_c \cdot f_{tm} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot f_{tm} \quad (2.1)$$

O  $W_c$  corresponde ao módulo de flexão bruta do betão; o  $f_{tm}$  é valor médio de rotura à tração do betão;  $h$  é a altura e  $b$  a largura da secção.

## 2.2. Programa ANL

Os programas computacionais de análise não linear utilizados neste trabalho foram desenvolvidos por Lopes *et al.* (2014) em trabalhos de investigação elaborados no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

Este programa têm como principal objetivo servir como ferramenta auxiliar, quer na preparação dos ensaios, quer na análise dos resultados experimentais, permitindo assim conhecer o comportamento das vigas quando expostas a um carregamento cíclico.

Este método de cálculo é realizado em duas etapas. A primeira tem como objetivo determinar o diagrama de comportamento momento-curvatura relativo às secções transversais da viga. O programa considera que as secções se mantêm planas após a deformação e caracteriza a secção retangular de betão armado sujeita a flexão pura. Permite obter, para curvaturas crescentes, a evolução dos momentos fletores, das tensões e das extensões, e as variações no eixo neutro. A segunda análise baseia-se nas características de rigidez obtidas no diagrama momento-curvatura. Assim, com base na teoria de Timoshenko, e através de um algoritmo de análise incremental não linear da secção, determina a resposta da viga sujeita a um dado carregamento incremental, recorrendo a um modelo de elementos finitos do tipo viga de dois nós. Obtém-se assim o diagrama de carga-deslocamento (Ribeiro, 2014).

No programa ANL não é possível estimar o comportamento da viga para além da carga máxima, em particular o comportamento até à rotura; este programa corresponde a uma metodologia incremental de cargas, o qual termina quando não for possível equilibrar (resistir) ao próximo incremento.

### 2.3. EC2

Para além do programa ANL, existem outras metodologias para estimar deformações. Na presente dissertação aplicou-se um método que relaciona a carga com o deslocamento obtendo o valor da rigidez de flexão. Seguidamente será apresentada a metodologia utilizada no cálculo da deformação, a qual se baseia fundamentalmente na norma EN1992-1-1 (2004).

A rigidez de flexão no Estado I pode ser avaliada pelo produto do módulo de elasticidade pela inércia  $EI$ ; esta rigidez corresponde ao quociente entre momento e curvatura da secção transversal ao longo da fase elástica. Usualmente, o módulo de elasticidade é representado pelo valor médio  $E_{cm}$ . Numa viga genérica, a rigidez de Estado I  $K_I$ , pode ser avaliada por:

$$K_I = \frac{P_{cr}}{\delta_{cr}} \quad (2.2)$$

O  $P_{cr}$  corresponde ao valor da carga para a qual ocorrem as primeiras fendas, o qual pode ser obtido através do momento de fendilhação  $M_{cr}$ . O valor da flecha  $\delta_{cr}$ , pode ser estimada por



uma qualquer metodologia elástica, por exemplo através da integração numérica das curvaturas ao longo da viga, tal como se mostra de seguida:

$$\delta_{cr} = \frac{1}{EI} \int_0^l b_{01} \cdot M_{01} dl \quad (2.3)$$

O  $b_{01}$  corresponde ao diagrama de momento fletor provocado por uma carga unitária, colocada no ponto da flecha, e o  $M_{01}$  corresponde ao diagrama de momentos fletores que se obtém a partir da carga de fendilhação.

No Estado II, admite-se que evolui linearmente entre o ponto de fissuração e o ponto de cedência. Neste ponto, a carga  $P_y$  corresponde ao momento  $M_y$ . Conhecendo as armaduras ( $A_s$ ) e as características resistentes dos materiais ( $f_{sy}$  e  $f_c$ ), é possível estimar o momento de cedência  $M_y$ ; de forma prática pode-se recorrer às seguintes fórmulas simplificadas (Lima *et al.*, 1985):

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{syd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (2.4)$$

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) \quad (2.5)$$

$$\mu = \frac{M_y}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (2.6)$$

Em casos práticos de dimensionamento, deve-se assumir os valores de cálculo da resistência dos materiais, e os resultados também são valores de cálculo. No contexto deste trabalho, os valores a assumir serão valores médios.

Relativamente à rigidez do Estado II  $K_{II}$ , segue-se o referenciado no anexo H do Eurocódigo 2, relativamente a uma peça de contraventamento fendilhada:

$$K_{II} = 0,4 \cdot E_c \cdot I_c \approx \frac{E_{cm} \cdot I_c}{3} = \frac{K_I}{3} \quad (2.7)$$

Onde  $E_{cm}$  corresponde ao valor médio do módulo de elasticidade do betão, e  $I_c$  ao momento de inércia da secção.

Conhecendo o valor do  $P_y$  e o valor da rigidez do Estado II, facilmente se obtém o valor do deslocamento  $d_y$  no mesmo ponto.

Para conhecer as características do Estado III recorreu-se à metodologia anterior, desta vez utilizado os valores máximos (últimos) para a resistência do aço  $f_{sum}$ . Por sua vez, a rigidez  $K_{III}$  estimou-se através da seguinte relação:

$$\frac{K_{III}}{K_I} \approx \frac{K_{2aço}}{K_{1aço}} \quad (2.8)$$

Onde  $K_{1aço}$  corresponde ao valor do aço na fase elástica, ou seja,  $E_s=200GPa$ ; e  $K_{2aço}$  é obtido do quociente entre a diferença das tensões  $f_{sum}$  e  $f_{sym}$  com a diferença das extensões correspondentes  $\varepsilon_{sum}$  e  $\varepsilon_{sym}$ . Assim conhecendo a rigidez e o ponto de carga máxima, obtém-se facilmente o deslocamento correspondente.

## 2.4. Controlo de deformação

São vários os fatores que exercem influência sobre os deslocamentos. Muitos autores definem esse fenómeno como sendo dependente de diversos aspetos, tais como; a grandeza e o histórico do carregamento; o vão e as condições de apoio do elemento estrutural; as propriedades geométricas da seção transversal; as propriedades dos materiais utilizados; a fissuração, a retração e a fluência, no caso do Betão Armado; as taxas de armadura de tração e de compressão; e o processo de execução da estrutura. Sendo que nem todos os referidos aspetos têm a mesma importância. Existem fatores que afetam diretamente os deslocamentos, ou seja, o vão da viga e o carregamento. Já os que influenciam com menor importância são a taxa de armadura de compressão, que interfere na retração, e a alteração da largura da viga (Barbosa, 2010).

Como foi dito anteriormente, o objetivo principal deste trabalho consiste em analisar a deformação de vigas sujeitas a flexão simples, construídas com metacaulino castanho. Para isso torna-se essencial conhecer as metodologias teóricas de estudos já desenvolvidos, que são utilizadas no cálculo para vigas de betão armado. Como referido, para o cálculo teórico das deformações foram utilizadas as metodologias adotadas pelo EC2 (EN1992-1-1, 2004), e também o programa computacional de análise não linear ANL.

### 2.4.1. Eurocódigo 2

Segundo o EC2, a deformação está limitada para os estados limites de Serviço (ELS) para combinações de ações quase permanentes. Esta refere que a deformação num elemento, ou de uma estrutura, não deve ser prejudicial ao seu funcionamento; sendo que o seu limite tem em conta vários fatores, como a natureza e função da estrutura, divisórias, etc. Assim, as flechas

são limitadas para  $v\tilde{a}o/250$ , e para casos em que esta influencie elementos adjacentes é limitada para  $v\tilde{a}o/500$ .

De acordo com o EC2, o cálculo da flecha pode ser dispensada caso a relação v\tilde{a}o/altura útil não ultrapasse os valores estabelecidos pelas equações seguintes:

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad (2.9)$$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[ 11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ se } \rho > \rho_0 \quad (2.10)$$

Onde  $l/d$  é o valor limite da relação v\tilde{a}o/altura útil;  $K$  é um coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais;  $f_{ck}$  é o valor característico da tensão de rotura à compressão do material;  $\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ ;  $\rho$  é a taxa de armadura de tração necessária a meio v\tilde{a}o; e  $\rho'$  a taxa de armadura de compressão necessária a meio v\tilde{a}o.

Estas expressões foram obtidas admitindo que para ações no estado limite de serviço, a tensão no aço numa secção fendilhada a meio v\tilde{a}o de uma viga é igual a  $310MPa$ . No caso de outros valores de tensão a expressão deve ser multiplicada por  $310/\sigma_c$ .

Outra alternativa consiste em calcular a flecha  $\delta$ , usando:

$$\delta = \vartheta \cdot \delta_2 + (1 - \vartheta) \cdot \delta_1 \quad (2.11)$$

Onde  $\delta_1$  e  $\delta_2$  são os valores da flecha, respetivamente, para os estados não fendilhado e totalmente fendilhado. Por último,  $\vartheta$  é o coeficiente de distribuição que tem em conta a contribuição do betão tracionado entre as fendas, e é dado pela seguinte expressão:

$$\vartheta = 1 - \beta \cdot (\sigma_{sr}/\sigma_s)^2 \quad (2.12)$$

Para secções não fendilhadas  $\vartheta=0$ . O  $\beta$  é um coeficiente que tem em conta a influência da duração do carregamento na extensão média;  $\beta=1$  se de curta duração e  $\beta=0,5$  para longa duração ou carregamentos repetidos.  $\sigma_s$  é a tensão nas armaduras de tração, calculada para secção não fendilhada, e  $\sigma_{sr}$  é a tensão nas armaduras calculada a partir da secção fendilhada sujeita às condições que provocam o início da fendilhação. O fator  $\sigma_{sr}/\sigma_s$  pode ser substituído por  $M_{cr}/M$  para flexão ou  $N_{cr}/N$  para tração simples.

### 2.4.2. Efeitos diferidos

A fluência é um fenómeno que consiste no aumento progressivo no tempo da deformação instantânea de uma peça de betão, quando sujeita a uma tensão com carácter de permanência. Este fenómeno ocorre devido à variação de volume de pasta de cimento que envolve os agregados (Costa e Appleton, 2002).

Segundo o EC2, a fluência depende essencialmente da humidade ambiente, das dimensões do elemento, da composição e da idade do betão, e ainda da intensidade de carga aplicada sobre o mesmo.

A expressão de cálculo da deformação por fluência do betão, desde que a tensão de compressão na idade  $t=0$  (data do primeiro carregamento) não exceda  $0,45.f_{ck}$ , é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (2.13)$$

Onde,  $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$  corresponde à deformação do betão por fluência, na idade  $t=\infty$ ,  $\sigma_c$  é a tensão de compressão constante e  $E_c$  é o módulo de elasticidade do betão.

Os valores do coeficiente de fluência  $\varphi(\infty, t_0)$  são obtidos através de gráficos que se encontram na referida norma. Estes valores dependem do ambiente de exposição, bem como das propriedades da secção, e também do material.

O Eurocódigo 2 oferece ainda uma forma de considerar o efeito da fluência a longo prazo em estruturas de betão armado, a qual consiste na minoração do módulo de elasticidade do betão, como se demonstra na expressão seguinte:

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi(\infty, t)} \quad (2.14)$$

A retração consiste na diminuição das dimensões de uma peça de betão, na ausência de variações de temperatura e de tensões aplicadas. Este fenómeno acontece devido à variação de volume da pasta de cimento. As causas principais consistem essencialmente na evaporação da água de amassadura do betão e nas reações de hidratação das partículas de cimento. A carbonatação do betão origina também fenómenos de retração do betão (Costa e Appleton, 2002).

Segundo a norma EC2, a retração depende da humidade ambiente, das dimensões do elemento e da composição do betão. A expressão para o cálculo da extensão total de retração  $\varepsilon_{cs}$  é dada por:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (2.15)$$

Esta é obtida pela soma de duas extensões; a extensão de retração por secagem  $\varepsilon_{cd}$ , e a extensão de retração autogénea  $\varepsilon_{ca}$ . A primeira evolui lentamente, devido à migração da água no betão endurecido, e a segunda desenvolve-se durante o endurecimento do betão. O cálculo destas duas variáveis encontra-se definido na referida norma (EC2).

As curvaturas devidas à retração, previstas no Eurocódigo 2, poderão ser estimadas através da seguinte fórmula:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \cdot \frac{S}{I} \quad (2.16)$$

Em que  $1/r_{cs}$  é o valor da curvatura devido à retração,  $S$  é o momento estático da secção de armaduras em relação ao eixo que passa pelo centro de gravidade da secção,  $I$  é o momento de inércia, sendo que o  $S$  e o  $I$  deverão ser calculados para o estado não fendilhado e para o estado totalmente fendilhado, e  $\alpha_e$  corresponde ao coeficiente de homogeneização efetivo, dado por  $\alpha_e = E_s/E_{c,eff}$ .

## 2.5. Ativação Alcalina

Segundo Pinto (2004), primeiros estudos sobre estes materiais ligados através da ativação alcalina surgiram por Purdon, em 1940: Estudou escórias ativadas alcalinamente com hidróxidos de sódio. O autor define a ativação alcalina em duas partes: primeiramente, existe libertação de sílica, alumina e hidróxido de cálcio; na segunda etapa ocorre formação de silicatos e aluminatos de cálcio hidratados assim como regeneração da solução cáustica. Considera portanto que os hidróxidos de metais alcalinos atuavam como catalisadores. Davidovists foi fundamental no conhecimento da ativação alcalina, uma vez que desenvolveu e patenteou ligantes obtidos por ativação alcalina de caulino e metacaulino, tendo criado o termo “geopolímero” para designar este tipo de ligantes.

A ativação alcalina, de acordo com Pinto (2002), é uma reação química de hidratação, em ambiente fortemente alcalino, dos óxidos presentes nos aluminossilicatos. Esta reação origina monómeros do tipo Si-O-Al-O que, tal como o nome indica, se repetem em larga escala à semelhança do que acontece nos polímeros orgânicos e são a consequência da capacidade do

alumínio induzir alterações do foro cristalino e estrutural na matriz siliciosa. Como consequência dessa reação química, resultam os Geopolímeros que são materiais amorfos ou semi-cristalinos. A reação acontece quando se utilizam precursores possuidores de grandes quantidades de aluminossilicatos, consequência da ação dos ativadores.

Pinto (2004) afirma que estes materiais trazem várias vantagens relativamente ao CPN, tais como: a nível ambiental; durabilidade; tempo de endurecimento; resistência tanto ao fogo como a ciclos de gelo-degelo; e também a ataques químicos.

### **2.5.1. Metacaulino (MK)**

O metacaulino (MK) é uma pozolana natural produzida por aquecimento do caulino, que contem sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ), a temperaturas que podem variar entre 600 e 900°C, formando um material de estrutura amorfa, o que lhe confere uma grande apetência para se combinar quimicamente. As partículas deste material são muito pequenas e a sua cor dependente do local onde é extraído, sendo que estes materiais são de origem vulcânica (Rashad 2013).

A ARGECO (2016) é uma empresa Francesa, responsável pela produção do metacaulino utilizado nos ensaios experimentais. Segundo a empresa, o caulino é uma argila de cor castanha, composta principalmente por caulinite; este é esmagado e exposto a temperaturas de 750°C, causando interrupção da estrutura cristalina, obtendo-se o metacaulino.

Existem dois métodos utilizados pela empresa para a obtenção do metacaulino: o método tradicional e o método por calcinação instantânea. O primeiro é efetuado através da introdução de argila, aquecendo a mesma durante 5 horas, a 750°C. Este processo vai transformar o caulino em metacaulino através da perda de água estrutural. O segundo método consiste em moer o caulino, sendo que, as partículas finas são calcinadas em segundos; este método utiliza 40% da energia consumida no método tradicional (ARGECO, 2016).

Já foram efetuados alguns estudos relativos à utilização deste material como elemento estrutural no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, os quais serviram de base para a elaboração deste projeto de dissertação. Estes estudos consistiram na construção de 15 vigas, construídas com materiais ativados alcalinamente, incluindo 5 vigas de metacaulino (MK) de cor branca. O estudo consistiu na análise: da resistência por Ribeiro (2014), da deformação por Carreira (2014), e da fissuração por Gonçalves (2014).

Essa análise também foi efetuada com o auxílio das metodologias teóricas referidas anteriormente, ou seja o Eurocódigo 2 e o programa ANL. Relativamente a estes trabalhos

apresentam-se os resultados relativos à deformação, estes elaborados por Carreira (2014) e também os relativos à rigidez nos Estados I e II e o quociente entre estes dois valores, estudados por Ribeiro (2014). Carreira (2014) analisou o comportamento de 5 vigas de metacaulino com variação da percentagem de armadura tracionada. O estudo tem por base uma análise adimensional, que compara os pontos característicos estimados experimentalmente em função do aumento da taxa de armadura tracionada ( $0,38\% < \rho < 1,34\%$ ) e da taxa mecânica de armadura ( $\omega$ ). O estudo incidiu na análise de diagramas do tipo,  $L/d_{cr}-\rho$ ,  $L/d_y-\omega$ , e  $d_y/d_{cr}$ . Ribeiro (2014) analisou a rigidez nos Estados I e II em função da taxa de armadura tracionada ( $\rho$ ).

Após a análise de resultados os autores concluíram que o metacaulino tinha um comportamento promissor para se poder constituir como um substituto ao Cimento de Portland Normal. Seguidamente são referidos alguns aspetos importantes para a elaboração do presente projeto.

Relativamente às deformações, Carreira (2014) verificou uma grande dispersão nos valores verificados para o ponto de fissuração. Observou que, de uma forma geral, o ponto de fissuração ocorreria para deformações inferiores aos verificados em vigas construídas com cimento. Os valores de  $L/d_{cr}$  encontraram-se compreendidos entre 2250 e 3000, verificando-se que o limite regulamentar das deformações será atingido entre  $3d_{cr}$  e  $4d_{cr}$ .

Na fase de desenvolvimento de fissuras, as vigas de metacaulino apresentaram grande ductilidade; os valores de  $L/d_y$  encontravam-se no intervalo entre 160 e 200. Concluindo que o limite regulamentar  $L/750$  encontrava-se muito afastado do ponto de cedência das armaduras; mostrando um significativo desaproveitamento dos materiais, nomeadamente ao nível da resistência do aço. Relativamente ao quociente  $d_y/d_{cr}$ , concluiu situar-se entre 4 e 27.

Relativamente às limitações regulamentares, Carreira (2014) admite que o *SLS* mostrou-se como uma condicionante na utilização deste material.

No Estado II, a rigidez mostrou-se com uma tendência crescente e linear com o aumento de  $\rho$ ; onde os valores se encontravam no intervalo entre 1,3 e 3,6 (Ribeiro, 2014).

Gonçalves (2014) estudou o desenvolvimento de fissuração neste material, deparando-se com um aparecimento precoce das fissuras relativamente às vigas de argamassa. O desenvolvimento das fissuras tinha uma progressão normal. Verificou também um grande desenvolvimento das fissuras derivadas do esforço transversal.

### 3. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

A finalidade deste trabalho consiste na avaliação da deformação em função da flexão de vigas construídas com geopolímeros. Para isso foram construídas 15 vigas, subdivididas em 3 grupos, onde se pretende analisar um parâmetro em cada grupo. No primeiro grupo pretende-se avaliar o comportamento à flexão das vigas em função da variação das taxas de armadura de tração. No segundo tenciona-se avaliar a ductilidade das vigas em função da instabilidade da armadura comprimida, fazendo para tal variar os espaçamentos da armadura transversal. No último grupo procura-se avaliar e comparar o comportamento das vigas num contexto em que a armadura tracionada é igual à armadura comprimida, ou seja,  $A_s = A_s'$ .

O geopolímero utilizado para a construção é o metacaulino de cor castanha. Neste capítulo será descrito todo o procedimento experimental efetuado desde a construção dos provetes e das vigas, até que estas estivessem aptas para ser ensaiadas.

#### 3.1. Conceção das vigas

A elaboração das vigas utilizadas neste projeto de dissertação apresentam dimensões reduzidas relativamente às vigas usuais, devendo-se ao elevado custo presente na construção das mesmas, e à falta de material disponível no laboratório LEMEC. Posto isto, as dimensões das vigas correspondem a um comprimento  $L=150cm$ , altura  $h=15cm$ , e uma largura  $b=10cm$ . Estas dimensões foram utilizadas em estudos anteriores, nomeadamente por Carreira (2014), Ribeiro (2014), e Gonçalves (2014).

Na escolha da armadura e no recobrimento utilizado foi tida em conta as reduzidas dimensões das vigas, procurando-se obter uma proporção relativa às vigas normais; assim, tendo em conta a proporção de cerca de 50% das dimensões, optou-se por um recobrimento de  $10mm$ . Neste contexto, estava vedada a utilização de qualquer brita na mistura, pelo que a areia foi o único agregado utilizado. Tendo em conta os trabalhos de investigação anteriormente realizados, nomeadamente a abordagem inicial com base no programa ANL, optou-se por colocar aço A500NR na armadura tracionada  $\phi 6mm$  e  $\phi 8mm$ . Na armadura transversal, tendo em conta as dimensões e as disponibilidades, utilizou-se o diâmetro  $\phi 4mm$  do aço A500ER.

Consistindo o objetivo no estudo da deformação de vigas sujeitas a flexão simples, procurou-se que o colapso das mesmas ocorresse quer por rotura na armadura tracionada, quer por esmagamento do material comprimido, quer por instabilidade da armadura comprimida.



Repare-se que a escolha da armadura transversal foi efetuada de modo a evitar a rotura por esforço transversal. Em seguida será apresentada a caracterização de todas as vigas, pormenorizando os aspetos relevantes das mesmas.

### 3.1.1. Armaduras das vigas

Relativamente às armaduras adotadas para a construção destas vigas, o seu planeamento teve em consideração os objetivos traçados. Primeiramente procurou-se incluir uma gama abrangente de valores da taxa de armadura tracionada  $\rho$ , não só relativamente aos valores usuais na construção em geral, mas para obter também diversos tipos de rotura; No segundo grupo procurou-se variar o espaçamento dos estribos na zona de flexão, mantendo as armaduras de tração e de compressão, de modo a poder avaliar a ductilidade das vigas em função da instabilidade das armaduras comprimidas. Por último, analisar e comparar o comportamento das vigas com armadura de compressão igual à armadura de tração ( $A_s' = A_s$ ). No Quadro 3.1 expõem-se os valores das armaduras utilizadas:  $A_s$  corresponde à armadura tracionada;  $A_s'$  à armadura comprimida;  $A_{sw}$  à armadura transversal, na zona em estudo; e  $\rho$  à taxa de armadura tracionada. Importa referir que na análise em estudo procurou-se que a rotura ocorresse sempre por flexão; para isso as vigas com maior percentagem de armadura foram construídas adotando para a armadura transversal  $E2R\phi4//0,05$  na zona entre os apoios e as cargas.

Quadro 3.1- Armaduras definidas para as vigas.

Grupo	Viga	$A_s$	$\rho$ (%)	Área (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$	Área (cm <sup>2</sup> )	$A_{sw}$
1	V $\rho_{0,4}$	2 $\phi$ 6	0,38	0,57	2 $\phi$ 6	0,57	E2R $\phi$ 4//0,07
	V $\rho_{0,6}$	3 $\phi$ 6	0,57	0,85	2 $\phi$ 6	0,57	E2R $\phi$ 4//0,07
	V $\rho_{0,8}$	4 $\phi$ 6	0,75	1,13	2 $\phi$ 6	0,57	E2R $\phi$ 4//0,07
	V $\rho_{1,0}$	3 $\phi$ 8	1,01	1,51	2 $\phi$ 6	0,57	E2R $\phi$ 4//0,07
	V $\rho_{1,3}$	4 $\phi$ 8	1,34	2,01	2 $\phi$ 6	0,57	E2R $\phi$ 4//0,07
2	VE4	3 $\phi$ 8	1,01	1,51	2 $\phi$ 8	1,01	E2R $\phi$ 4//0,04
	VE7	3 $\phi$ 8	1,01	1,51	2 $\phi$ 8	1,01	E2R $\phi$ 4//0,07
	VE10	3 $\phi$ 8	1,01	1,51	2 $\phi$ 8	1,01	E2R $\phi$ 4//0,10
	VE14	3 $\phi$ 8	1,01	1,51	2 $\phi$ 8	1,01	E2R $\phi$ 4//0,14
	VSE	3 $\phi$ 8	1,01	1,51	2 $\phi$ 8	1,01	Sem estribos
3	V2 $\phi$ 4	2 $\phi$ 4	0,17	0,25	2 $\phi$ 6	0,25	E2R $\phi$ 4//0,07
	V3 $\phi$ 4	3 $\phi$ 4	0,25	0,38	3 $\phi$ 4	0,38	E2R $\phi$ 4//0,07
	V4 $\phi$ 4	4 $\phi$ 4	0,34	0,50	4 $\phi$ 4	0,50	E2R $\phi$ 4//0,07
	V3 $\phi$ 8	3 $\phi$ 8	1,01	1,51	3 $\phi$ 8	1,51	E2R $\phi$ 4//0,07
	V4 $\phi$ 8	4 $\phi$ 8	1,34	2,01	4 $\phi$ 8	2,01	E2R $\phi$ 4//0,07

Para as armaduras longitudinais utilizaram-se varões de diâmetro  $\phi$ 4mm,  $\phi$ 6mm e  $\phi$ 8mm. O aço  $\phi$ 4mm teve que ser endireitado manualmente, uma vez que se encontrava em rolo. As armaduras

de diâmetro  $\phi 6\text{mm}$  e  $\phi 8\text{mm}$  mediam aproximadamente 6 metros de comprimento, sendo cortados e dobrados manualmente.

Os estribos foram cortados, montados e dobrados manualmente, usando aço A500ER de diâmetro  $\phi 4\text{mm}$ , tal como referido. Pretendendo-se garantir nas vigas um recobrimento de  $10\text{mm}$ , existiu alguma dificuldade em garantir a precisão das suas dimensões. Para o fecho dos mesmos foi planeado uma emenda de no mínimo  $40\text{mm}$ , num dos ramos horizontais. Relativamente fecho tradicional dos estribos, num dos cantos, esta metodologia era mais prática do ponto de vista da execução manual. Na Figura 3.1 são ilustrados os estribos utilizados.



Figura 3.1- Estribos utilizados na construção das vigas.

Para a montagem das armaduras utilizou-se arame recozido com metade da dimensão usual, devido às reduzidas dimensões das vigas. Estes foram amarrados no contacto entre as armaduras longitudinais e os estribos, na zona superior e inferior, de forma a garantir o espaçamento entre estribos, tendo a preocupação de colocar a amarração de forma alternada, para evitar o escorregamento dos estribos.

### 3.1.2. Cofragem

Para as cofragens foram utilizadas placas lisas de PVC, em contacto com o geopolímero, reforçadas com madeira de pinho, nas extremidades do molde. A utilização deste material justifica-se pela reduzida aderência dos geopolímeros ao PVC, quando comparada com o metal e/ou as madeiras, facilitando o processo de descoragem. Encontra-se ilustrado na Figura 3.2 o molde utilizado para a construção dos 3 Grupos de 5 vigas cada.

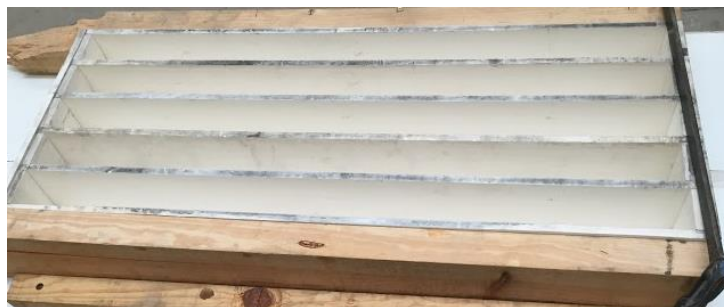


Figura 3.2- Cofragem utilizada para a construção das vigas.

### 3.2. Características dos materiais

Para se prever/comparar o comportamento das vigas em estudo foram utilizados programas numéricos e alguns cálculos teóricos expeditos, tal como foi descrito no capítulo anterior. Para o efeito, importa conhecer as características resistentes dos materiais, ou seja, as propriedades da mistura e dos aços utilizados. Para as propriedades da mistura foram construídos provetes de dimensões reduzidas, secção 4cm\*4cm e comprimento 16cm, e cubos com face de 15cm. Para os aços foram cortados 6 varões para cada diâmetro, com um comprimento de aproximadamente 40cm.

#### 3.2.1. Aços

Para a construção das vigas foram planeados aços com diferentes propriedades. O aço de diâmetro  $\phi 4\text{mm}$ , do tipo A500ER, fornecido pela empresa Fapricela, e os aços de diâmetros  $\phi 6\text{mm}$  e  $\phi 8\text{mm}$ , encomendados no mercado para serem do tipo A500NR. O aço  $\phi 6\text{mm}$  apresentava-se com um elevado grau de corrosão, como se pode visualizar na Figura 3.3. Tendo em conta a indisponibilidade de tempo para realizar o trabalho, optou-se por continuar o trabalho com estes varões, prevendo ainda a possibilidade de analisar a influência do geopolímero sobre estas armaduras.

As características mecânicas do aço foram conhecidas através de ensaios de tração realizados numa prensa hidráulica pertencente ao laboratório LEMEC, como se pode observar na Figura 3.4. A realização dos mesmos foi realizada de acordo com a norma NP EN10002-1. Foram utilizadas seis amostras de cada tipo de aço e efetuada uma média ponderada para os valores referentes à tensão de cedência e tensão máxima do aço à tração  $f_{sym}$  e  $f_{sum}$ , respetivamente, e também para as extensões correspondentes  $\epsilon_{sym}$  e  $\epsilon_{sum}$ . O ensaio decorreu com controlo de deformação; iniciou-se a uma velocidade de  $0,01\text{mm/s}$ , e após atingir a extensão de cedência, foi aumentada para  $0,1\text{mm/s}$  até à sua rotura.

No Quadro 3.2 são apresentados os valores médios encontrados para cada tipo de aço, sendo que  $f_{sym}$  é o valor médio da tensão de cedência do aço à tração,  $f_{sum}$  o valor médio da tensão máxima do aço à tração, e  $\epsilon_{sum}$  o valor médio da extensão correspondente à tensão máxima do aço. Importa referir que o valor da extensão  $\epsilon_{sum}$  corresponde à média da extensão no provete de cerca de  $200mm$  de comprimento entre garras da prensa. Este valor é estimado a partir do diagrama de força-deformação apurado no ensaio, assumindo que a fase elástica tem uma rigidez correspondente ao módulo de elasticidade de  $200GPa$ . Assim, pode concluir-se que o  $\phi 4mm$  corresponde a um aço do tipo A500ER, e os restantes são do tipo A500NR. De salientar o reduzido valor da extensão do aço com diâmetro  $\phi 4mm$ .

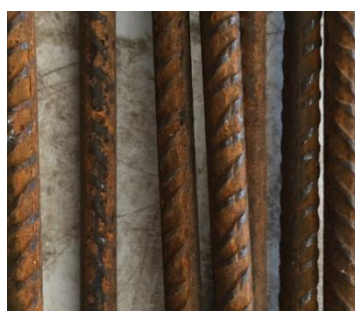


Figura 3.3- Corrosão nas armaduras de diâmetro  $\phi 6mm$ .



Figura 3.4- Ensaio de tração no aço.

Quadro 3.2- Resultados dos ensaios de tração do aço.

$\phi$ (mm)	$f_{sym}$ (MPa)	$f_{sum}$ (MPa)	$f_{sym}/f_{sum}$	$\epsilon_{sum}$ (%)
4	512	616	1,2	0,47
6	515	644	1,3	4,3
8	531	646	1,2	4,3

### 3.2.2. Areia

Para a mistura, o único agregado utilizado foi a areia, uma vez que as vigas têm dimensões reduzidas e o recobrimento é muito pequeno. Na Figura 3.5 apresenta-se a curva granulométrica da areia utilizada, que foi disponibilizada pelo Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC.

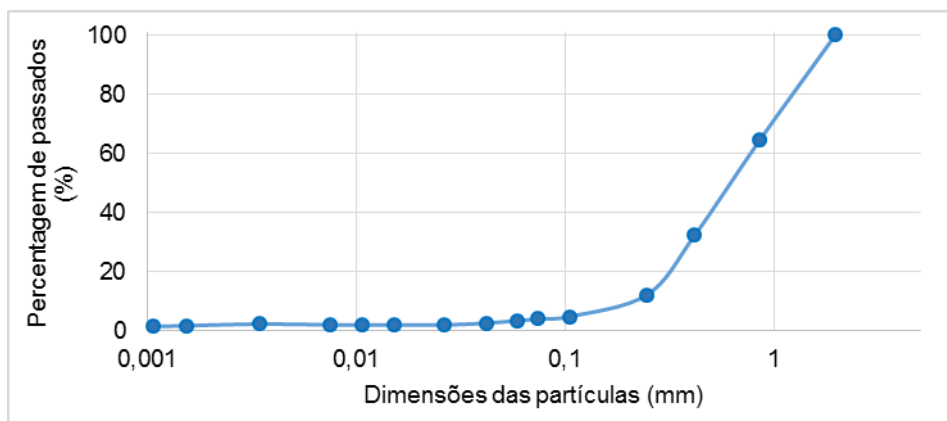


Figura 3.5- Curva granulométrica da areia.

### 3.2.3. Metacaulino (MK)

O material utilizado como ligante foi o metacaulino (MK) de cor castanha. Este material é composto maioritariamente por sílica ( $\text{Si}_2\text{O}_3$ ) e alumina ( $\text{AlO}_3$ ). Foi produzido por uma empresa francesa chamada ARGECO.

### 3.2.4. Ativador

O ativador alcalino usado neste trabalho resultou da mistura de hidróxido de sódio ( $\text{NaOH}$ ) com silicato de sódio ( $\text{Na}_2\text{SiO}_3$ ), na proporção de 1:2. O hidróxido de sódio foi obtido através da mistura de 1kg de soda cáustica para 2,5litros de água. O silicato D40 foi adquirido no mercado. A escolha do ativador e suas quantidades está na origem de conhecimentos adquiridos em projetos desenvolvidos anteriormente no laboratório LEMEC.

### 3.2.5. Composição da mistura

Para a mistura foi utilizada uma misturadora elétrica de eixo vertical com capacidade de 180litros e um vibrador de 25mm de diâmetro para a compactar. Esta operação foi dificultada por diversos motivos, tais como: a reduzida dimensão das vigas; a deformabilidade dos moldes, e a falta de espaços disponíveis no laboratório.

Relativamente à solução de mistura desenvolvida para a construção das vigas, esta segue uma composição semelhante à utilizada em projetos anteriormente desenvolvidos no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

Devido à capacidade da misturadora de eixo vertical ser de 180litros, optou-se por dividir a primeira mistura em 3 partes, de forma a garantir uma melhor qualidade na mistura dos materiais. O material endurecia rapidamente, exigindo alguma rapidez de execução no processo de mistura dos compostos e posterior colocação. Sendo conhecidos os procedimentos já utilizados em estudos anteriores, o traço escolhido em massa foi (1:0,86:2,5), respetivamente, ligante, ativador e agregado. Assim, as quantidades totais para os materiais foram, respetivamente, 69,3kg, 59,6kg e 173,3kg.

Na construção das 5 primeiras vigas verificou-se algum desperdício de material; no total sobraram 13litros de mistura. Assim, na segunda e terceira misturas foram reduzidas as quantidades dos materiais, optando-se posteriormente por fazer a mistura em apenas duas fases. Também se observou que na primeira fase da primeira mistura, esta se encontrava relativamente seca face às seguintes. Nas segundas e terceira misturas foram introduzidas mais 300gramas de ativador na primeira fase, e diminuindo a mesma quantidade na segunda fase. Importa referir que os provetes foram sempre construídos com a última fase da mistura. No Quadro 3.3 são apresentadas as quantidades de materiais utilizados em cada mistura.

Quadro 3.3- Composição das misturas.

	<b>Materiais</b>	<b>Mistura 1 (kg)</b>	<b>Misturas 2 e 3 (kg)</b>
<b>Agregado</b>	Areia	173,3	155,9
<b>Ligante</b>	Metacaulino	69,3	62,3
<b>Ativador</b>	Hidróxido de sódio	19,9	17,9
	Silicato	39,7	35,7

Cada mistura permitia construir as 5 vigas programadas, 4 cubos de 150mm de aresta, e entre 6 e 12 provetes de 40mm\*40mm\*160mm.

### 3.3. Ensaios dos materiais

Para conhecer as propriedades dos materiais obtidos nas diversas misturas, foram construídos cubos de face 150mm, e provetes de 40mm\*40mm\*160mm. Estes foram submetidos a vários ensaios para se avaliar as propriedades dos materiais, tais como: o valor médio do módulo de elasticidade; o valor médio da tensão de rotura do material à compressão; e o valor médio da tensão de rotura do material à tração por flexão. Seguidamente serão especificados os ensaios realizados, e também os valores médios obtidos.

### 3.3.1. Ensaio de tração por flexão em fase elástica

Para o conhecimento do módulo de elasticidade ( $E$ ) do material foi necessário utilizar provetes, com as dimensões  $40mm*40mm*160mm$ . Foi colado um extensómetro na zona central da face tracionada no ensaio de flexão. Verificou-se que seria necessário um período superior a 24 horas para que a colagem se tornasse eficaz, i.e. fossem estáveis as leituras no “DataLogger” utilizado para medição dos sinais elétricos. Também foi notório que, ao longo dos primeiros 10 dias de cura, os valores médios do módulo de elasticidade do material aumentaram ligeiramente (20%). A partir desse tempo de cura verificou-se que os referidos valores estabilizaram.

O ensaio realizado de acordo com a Norma NP EN 12390-5 foi feito através da aplicação de cinco pesos conhecidos, formando um ciclo de carga e descarga, e medindo as extensões do material através do extensómetro ligado ao “DataLogger”. Foram efetuados 4 ciclos de carga e descarga para cada medição e realizada uma média. O procedimento foi efetuado durante vários dias até se encontrar estabilidade no material. O total dos pesos valia aproximadamente 220N.

Os valores foram estimados com base na lei de Hooke através da seguinte expressão:

$$E_0 = \frac{PL}{bh^2} \frac{1}{\varepsilon} \quad (3.1)$$

Onde P representa o peso aplicado; L representa o comprimento do vão entre um apoio e a primeira meia-carga (ver Figura 3.6);  $b$  a largura e  $h$  a altura; e  $\varepsilon$  a extensão medida no extensómetro colocado na parte inferior do provete.

Importa referir que nas leituras do “DataLogger” encontravam-se variações na ordem de  $0,9\mu m$ , correspondente à precisão do equipamento utilizado. Num contexto de  $20\mu m$  a  $30\mu m$ , medidos no máximo, esta poderá ser uma das causas para a dispersão de valores verificada nos ensaios. Para além disso, verificaram-se variações nas leituras do “DataLogger” sempre que determinados aparelhos elétricos existentes no laboratório estavam a ser utilizados em simultâneo, levando a crer que estes produzem campos electro-magnéticos de elevada magnitude que interferem nas leituras efetuadas.

Na Figura 3.6, é apresentado o esquema de ensaio de tração por flexão em fase elástica dos provetes.

No Quadro 3.4 são apresentados os valores médios do módulo de elasticidade, obtidos para cada mistura, após estabilização dos resultados.

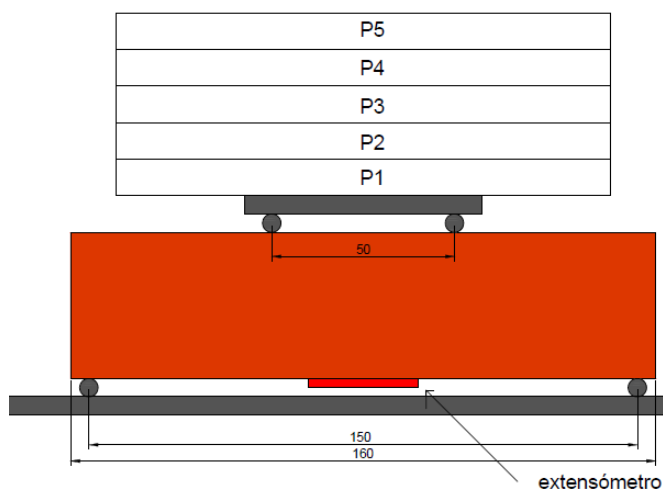


Figura 3.6- Modelo de ensaio de tração por flexão em fase elástica.

Quadro 3.4- Valores médios obtidos para os módulos de elasticidade.

Mistura	$E_m$ (MPa)
1	15,8
2	17,3
3	17,2

### 3.3.2. Ensaio de rotura à tração por flexão

O ensaio de rotura à tração por flexão tem o objetivo de estimar o valor de tensão média de rotura à tração do material. O esquema de ensaio é igual ao ensaio de tração por flexão em fase elástica. Para a realização do ensaio foi utilizada uma prensa hidráulica disponível no laboratório. Este foi efetuado com controlo de deformação, à velocidade de  $0,003\text{mm/s}$ . Pretendia-se atingir um intervalo de cerca de 3min em cada ensaio de modo a reduzir, tanto quanto possível, os efeitos dinâmicos nos resultados. Trata-se portanto de um ensaio semi-estático. Na Figura 3.7 apresenta-se o modelo de ensaio realizado no laboratório.

Os resultados médios da tensão de rotura à tração por flexão  $f_{tm}$ , das três misturas, são apresentados no Quadro 3.5. Os ensaios foram realizados em alturas diversas, sendo que no final realizou-se uma média com os valores obtidos. O valor da tensão resistente de tração por flexão determinou-se através da seguinte expressão:

$$f_{ct} = \frac{FL}{bh^2} \quad (3.2)$$





Figura 3.7- Ensaio de rotura à tração por flexão.

Quadro 3.5- Valores médios da tensão de rotura à tração por flexão.

Mistura	$f_{tm}$ (MPa)
1	4,7
2	5,2
3	5,3

### 3.3.3. Ensaios de compressão

Na realização das três misturas foram construídos cubos de 15cm de aresta. O ensaio de compressão dos cubos foi realizado na mesma data que decorreram os ensaios das vigas correspondentes ao mesmo grupo, sendo que foram todos efetuados com um mínimo de 15 dias de cura. Estes ensaios foram realizados segundo a norma NP EN12390-1. Os valores médios da tensão resistente à compressão dos cubos são indicados no Quadro 3.6. Os valores avaliados evidenciam uma grande disparidade em relação aos valores estimados nos provetes 40mm\*40mm\*160mm, pelo que os resultados obtidos não foram utilizados, pois acredita-se que os valores obtidos nos ensaios contém efeitos dinâmicos relevantes.

Quadro 3.6 – Valores médios da tensão resistente de compressão; cubos.

Mistura 1		Mistura 2		Mistura 3	
Cubo	$f_{cm}$ (MPa)	Cubo	$f_{cm}$ (MPa)	Cubo	$f_{cm}$ (MPa)
1	40,1	1	54,0	1	40,0
2	38,7	2	52,6	2	46,4
3	37,4	3	37,7	3	42,2
4	36,2	4	35,7	4	39,9

Para as vigas ensaiadas, os valores médios correspondentes à tensão resistente de compressão dos geopolímeros  $f_{cm}$ , foram estimados a partir dos provetes 40mm\*40mm\*160mm. O ensaio

utilizado para estes provetes segue a norma NP EN 196-1. Este ensaio foi realizado na prensa hidráulica utilizada no ensaio de rotura à tração por flexão. O ensaio consiste na utilização das duas metades de um provete resultantes do ensaio de tração. Estes ensaios foram realizados com controlo de deformação, a uma velocidade de  $0,007\text{mm/s}$  até a sua rotura. Mais uma vez, pretendia-se realizar um ensaio semi-estático, livre de efeitos dinâmicos condicionantes. Na Figura 3.8 é apresentado o esquema de ensaio de rotura à compressão, efetuado no laboratório. Os valores da tensão de rotura à compressão  $f_c$  são estimados através da expressão:

$$f_c = \frac{F}{b_1 b_2} \quad (3.3)$$

Onde  $b_1$  e  $b_2$  correspondem às dimensões em planta da área carregada pela força  $F$ . O resultado dos valores médios da tensão de rotura à compressão, para cada mistura, apresentam-se no Quadro 3.7. Estes resultados estão em concordância com os apurados para o módulo de elasticidade e para a tensão de rotura à tração por flexão. Relativamente aos betões normais, comparando com um C20/25, o módulo de elasticidade vale cerca de metade e a tensão de tração vale cerca do dobro.



Figura 3.8- Ensaio de rotura à compressão.

Quadro 3.7- Valores médios obtidos para a tensão de rotura à compressão.

Mistura	$f_{cm}$ (MPa)
1	30,4
2	34,1
3	33,3

### 3.4. Dimensões dos provetes

A descoragem das vigas foi realizada no mínimo 3 dias depois da sua construção, sendo as vigas pesadas e medidas. Foram encontradas diferenças mínimas nas dimensões previstas. A medição das vigas foi realizada através de um paquímetro, sendo efetuadas três medidas na zona de flexão, e realizada uma média das três medições. Importa referir a dificuldade de garantir as dimensões previstas, pois os moldes utilizados eram pequenos e flexíveis, dificultando a introdução da mistura. No Quadro 3.8 apresentam-se os valores médios obtidos para as dimensões das vigas. Como se pode verificar, as diferenças foram na maioria das vezes inferiores a 2mm. De salientar, devido à perda e humidade, a redução de peso de cerca de 6,5% entre a descoragem e o instante do ensaio.

Quadro 3.8- Dimensões efetivas das vigas.

	<b>b (mm)</b>	<b>h (mm)</b>	<b>L (m)</b>	<b>Peso (kg)</b>	<b>Peso Seco (kg)</b>	<b>Desvio peso (%)</b>
<b>Vp0,4</b>	98	150,5	1499	48,6	45,3	6,9
<b>Vp0,6</b>	101,5	151,3	1498	50	46,7	6,5
<b>Vp0,8</b>	101,2	151	1498	50	46,8	6,5
<b>Vp1,0</b>	101,3	151,8	1498	50,5	47,3	6,3
<b>Vp1,3</b>	99,3	151,3	1497	50,7	47,5	6,4
<b>VE4</b>	99,5	151,7	1498	51,2	47,9	6,4
<b>VE7</b>	101,8	151,2	1496	51,1	47,8	6,5
<b>VE10</b>	99	150,8	1498	50,3	47,1	6,4
<b>VE14</b>	100,5	151,5	1500	51	47,8	6,3
<b>VSE</b>	101,3	151,7	1499	51,1	47,9	6,4
<b>V2φ4</b>	103,4	150,1	1501	49	45,8	6,6
<b>V3φ4</b>	101,1	151,1	1500	49,4	46,2	6,6
<b>V4φ4</b>	100,4	151,4	1502	49,5	46,3	6,5
<b>V3φ8</b>	101,0	152,7	1502	51,0	47,8	6,3
<b>V4φ8</b>	102,6	150,4	1499	52,6	49,5	5,9

Nas vigas verificaram-se algumas imperfeições, como alguns vazios; a causa principal para essa imperfeição pensa-se ter sido a deficiente vibração. Esse problema não comprometeu o estudo efetuado.

### 3.5. Esquema e programação de ensaio

Como foi referido anteriormente, este projeto consiste na análise de deformações de vigas submetidas essencialmente à flexão. Importava assim garantir uma zona de estudo em que o único esforço atuante fosse a flexão levando esta até à rotura. Optou-se por um esquema bem conhecido de 4 cargas, garantindo um espaçamento de 45cm entre cargas centrais. Na Figura 3.9 é descrito o modelo de ensaio teórico adotado, sem considerar o peso próprio.

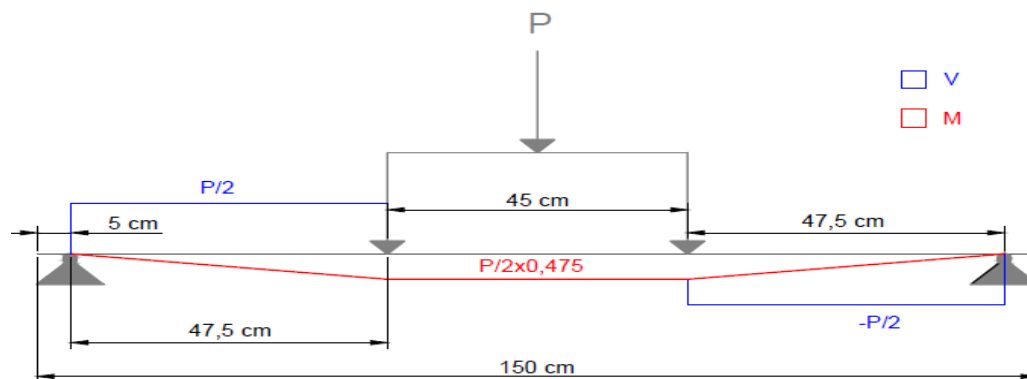


Figura 3.9- Diagramas de esforços teóricos nas vigas ensaiadas.

Os ensaios foram realizados seguindo o modelo utilizado em estudos anteriores realizados no LEMEC. Tendo como base estrutural um pórtico fixado na laje de reação existente no laboratório, o esquema autoportante foi montado da seguinte forma (ver Figura 3.10):

- 1) A ação foi transmitida com controlo de deformação através de um atuador eletromecânico pendurado na viga do Pórtico. Na sua extremidade foi colocada uma viga, conjuntamente com 2 perfis metálicos que transmitiam a ação através de meios cilindros de aço soldados nos perfis, encontrando-se espaçados de 45cm;
- 2) A viga ensaiada encontrava-se apoiada sobre dois perfis metálicos suspensos através de 4 varões do tipo “Dywidags” ( $\phi=25\text{mm}$ ), estando estes ligados a outros perfis metálicos pendurados na parte superior da viga do pórtico. Por seu turno, cada um destes perfis continham duas células de carga a separar a viga do pórtico, para medição das reações de apoio;
- 3) No contacto entre os perfis metálicos e a viga de ensaio eram utilizadas borrachas de “Neoprene” para garantir que não ocorresse esmagamentos do geopolímero, assegurando por outro lado uma melhor distribuição de tensões;
- 4) Em cada extremidade da viga de ensaio eram colocadas duas chapas, fixadas através de parafusos. Estes serviam para colocar 3 defletómetros, 2 verticais e um horizontal, para medir os deslocamentos nos apoios;
- 5) Na zona em estudo foram ainda colocados 3 defletómetros verticais e um extensómetro. Os três defletómetros mediam os deslocamentos verticais no centro da viga, e nos pontos de aplicação da carga; e o extensómetro media as extensões da viga.

Importa referir que quando as vigas se encontravam próximas da rotura, os defletómetros eram retirados para não danificar o equipamento.

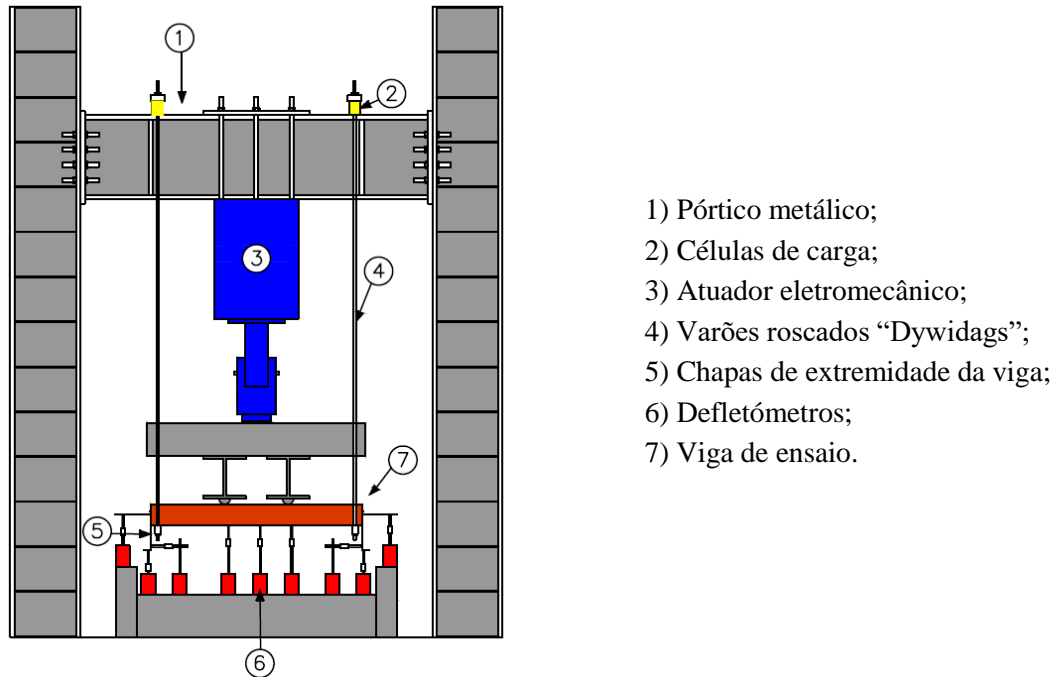


Figura 3.10- Esquema de ensaio (adaptado de Ribeiro, 2014).

Na Figura 3.11 é ilustrado um ensaio realizado numa das vigas.



Figura 3.11- Ensaio de uma das vigas.

## 4. RESULTADOS

Neste capítulo pretende-se mostrar os resultados obtidos para as 14 vigas ensaiadas. Como foi referido anteriormente, os resultados foram avaliados seguindo 3 metodologias distintas: a experimental; a análise não linear, através do programa numérico ANL; e o cálculo de acordo com uma metodologia adaptada do Eurocódigo 2.

A análise será subdividida em 3 grupos: no primeiro grupo estarão as 5 vigas, onde se pretende analisar o comportamento à flexão em função da percentagem de armadura; no segundo grupo pretende-se analisar a variação do espaçamento das armaduras transversais; por último, no Grupo 3, interessa compreender o comportamento nas situações onde a armadura tracionada é igual à armadura comprimida.

### 4.1. Aspetos gerais

Esta análise incide sobre a deformação de vigas sujeitas a flexão simples. Para isso, nas 3 metodologias, serão destacados os pontos relativos à subdivisão dos três estados de comportamento de uma viga sujeita a flexão até que a rotura ocorra. A destacar: o Estado I, ou fase linear elástica; o Estado II, ou fase de desenvolvimento das fissuras; e o Estado III, ou fase de plastificação do aço. Os pontos, designados doravante de característicos, serão descritos da seguinte forma:  $d_{cr}$  corresponde ao valor do deslocamento no ponto de fissuração,  $d_y$  é o deslocamento no ponto de cedência das armaduras,  $d_{max}$  correspondente ao ponto onde é atingida a carga máxima, e por último, o  $d_{ult}$  que coincide com o valor do deslocamento correspondente a 0,85% do valor da carga máxima. A base fundamental para esta comparação de resultados consiste no diagrama  $P-d$ . Por deslocamento  $d$  entenda-se a flecha da viga e a carga  $P$  corresponde à carga total que a viga suporta. Importa relembrar a dificuldade de medições dos deslocamentos efetuados até ao ponto de fissuração, uma vez que estes são da ordem de décimas de milímetros, uma ordem acima da precisão do equipamento de medição.

Na análise efetuada também serão apresentadas outras relações importantes no estudo da deformação: o quociente  $d_y/d_{cr}$  que avalia a amplitude do Estado II quando comparado com o Estado I, o qual é muito importante para estimar a possibilidade de uma viga estar ou não fissurada; e ainda o quociente  $d_{ult}/d_y$  que corresponde à amplitude da fase de plastificação relativamente ao Estado II, i.e. uma medida da ductilidade da viga. Serão também apresentados os valores da rigidez correspondentes aos Estados I e II,  $K_I$  e  $K_{II}$ , respetivamente. Importa referir que a norma EN1998-1-1 (2004) define que a rigidez no Estado II pode ser estimada por  $K_I/3$ .

Importa contudo salientar que este valor é estimado para vigas de betão armado, fazendo com que os desvios encontrados possam trazer alguma incoerência. Será ainda apresentado o quociente entre a rigidez no estado I e II, um dado importante quando se pretende estimar a deformação numa estrutura fissurada.

Importa também referir que, relativamente ao diagrama P-d, da análise experimental, a carga P obtém-se através da soma dos valores registados nas 4 células de carga, duas de cada apoio. O deslocamento d (flecha) foi obtido pela diferença entre o valor registado no defletómetro central e os valores correspondentes aos assentamentos dos apoios.

Os pontos característicos das curvas foram determinados com base em interseções das retas associadas aos Estados de comportamento. Na Figura 4.1 exemplifica-se a metodologia utilizada para determinar os pontos característicos. O ponto  $P_{cr}$  é o ponto da curva experimental que tem igual carga ao ponto de intersecção entre as tangentes  $K_I$  e  $K_{II}$ . O ponto  $P_y$  é o ponto da curva experimental que tem igual deslocamento ao ponto de intersecção entre as tangentes  $K_{II}$  e  $K_{III}$ .

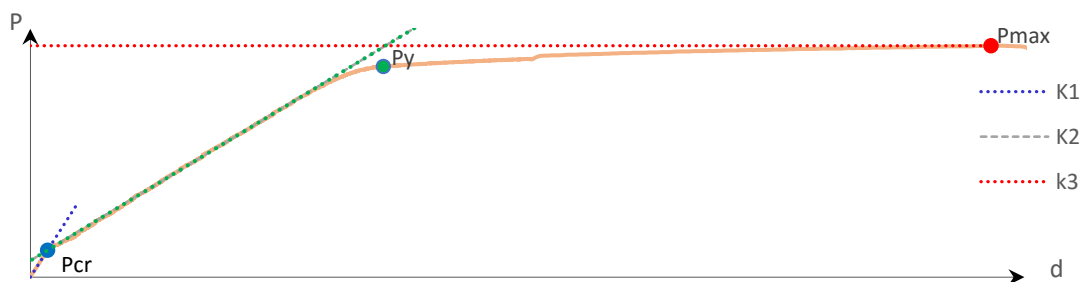


Figura 4.1- Exemplo da determinação dos pontos característicos.

Durante o ensaio, foram efetuadas várias medidas do comprimento total da viga  $L_I$ . A deformação da viga  $\Delta L$  corresponde ao quociente da diferença entre  $L_I$  e o comprimento inicial da viga  $L$  relativamente a  $L$ .

Os ensaios decorreram com controlo de deformação, sendo aplicada uma pré-carga inicial de  $0,5kN$ , para ajuste do “*layout*”, a uma velocidade  $0,02mm/s$ , em que após a retirada da pré-carga, o ensaio iniciou com uma velocidade de  $0,005mm/s$ . Na fase de plastificação a velocidade foi aumentada para  $0,02mm/s$ , até que a rotura ocorresse.

Os desvios expostos são calculados em relação ao valor obtido experimentalmente; onde  $A$  corresponde ao valor obtido experimentalmente, e  $B$  ao valor obtido nas metodologias teóricas, dado pela expressão:

$$Desvio (\%) = \frac{|A - B|}{A} * 100 \quad (4.1)$$

## 4.2. Vigas com variação de $\rho$

Este grupo tem como objetivo analisar o comportamento de vigas à flexão em função da variação da taxa da armadura tracionada  $\rho$ . As vigas foram construídas no dia 28 de Abril de 2016. Para a armadura longitudinal, o aço utilizado foi do tipo A500NR; Na armadura transversal utilizou-se, para todas as vigas, E2R $\phi$ 4//0,07, sendo o aço do tipo A500ER; e na armadura de compressão utilizou-se 2 $\phi$ 6 para todas as vigas e na armadura de tração o diâmetro das armaduras varia entre  $\phi$ 8mm e  $\phi$ 6mm. No Quadro 4.1 são descritas algumas características referentes às vigas, pela ordem de análise.

Quadro 4.1 – Características das vigas pertencentes ao Grupo 1.

	Análise	Viga	As	As'	Asw	$\rho$ (%)
Grupo 1	1 <sup>a</sup>	V $\rho$ <sub>1,3</sub>	4 $\phi$ 8	2 $\phi$ 6	E2R $\phi$ 4//0,07	1,34
	2 <sup>a</sup>	V $\rho$ <sub>1,0</sub>	3 $\phi$ 8	2 $\phi$ 6	E2R $\phi$ 4//0,07	1,0
	3 <sup>a</sup>	V $\rho$ <sub>0,8</sub>	4 $\phi$ 6	2 $\phi$ 6	E2R $\phi$ 4//0,07	0,75
	4 <sup>a</sup>	V $\rho$ <sub>0,6</sub>	3 $\phi$ 6	2 $\phi$ 6	E2R $\phi$ 4//0,07	0,57
	5 <sup>a</sup>	V $\rho$ <sub>0,4</sub>	2 $\phi$ 6	2 $\phi$ 6	E2R $\phi$ 4//0,07	0,38

Os valores médios estimados para a tensão de rotura à compressão e para a tensão de rotura à tração por flexão do material foram,  $f_{cm}=30,4MPa$  e  $f_{tm}=4,7MPa$ , respetivamente. O valor médio do módulo de elasticidade considerado foi de  $E=15,8MPa$ .

Em geral, a rotura nas vigas ocorreu por instabilidade da armadura de compressão, após destacamento do material de recobrimento das armaduras; verificou-se a abertura de um dos estribos no ponto selecionado para o fecho destes; este facto constituiu uma incorreta amarração dos estribos, uma vez que estes abriram na direção normal aos varões longitudinais, não condicionando a instabilidade destes; Com exceção da viga V $\rho$ <sub>0,4</sub> em que a rotura se deu na armadura tracionada; nas vigas V $\rho$ <sub>0,8</sub>, V $\rho$ <sub>0,6</sub>, foi possível verificar a formação de cones de rotura na armadura tracionada. Na Figura 4.2 observa-se o problema de instabilidade nas armaduras de compressão ocorrido na Viga V $\rho$ <sub>1,3</sub>, e na Figura 4.3 é visível a rotura na armadura tracionada correspondente à viga V $\rho$ <sub>0,4</sub>.

Os ensaios referentes às vigas deste grupo decorreram com controlo de deformação. A fase inicial dos ensaios foi realizada à velocidade de 0,005mm/s, e após ultrapassar o estado de fissuração, a velocidade foi aumentada para 0,02mm/s, até à rotura das vigas.





Figura 4.2 – Instabilidade da armadura de compressão observado na viga  $V\rho_{1,3}$ .

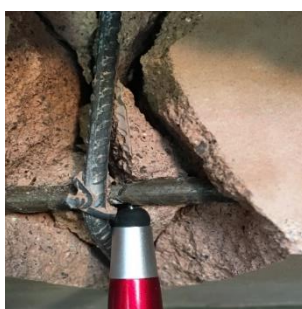


Figura 4.3 – Rotura na armadura tracionada observada na viga  $V\rho_{0,4}$ .

#### 4.2.1. Viga $V\rho_{1,3}$

Neste ponto pretende-se apresentar os resultados apurados no ensaio da Viga  $V\rho_{1,3}$ . A Viga  $V\rho_{1,3}$  foi construída utilizando  $4\phi 8$  ( $\rho=1,3\%$ ). O ensaio realizou-se 28 dias após a sua construção, tendo a duração de 1 hora e 45 minutos.

A viga colapsou por instabilidade da armadura de compressão, após destacamento do material de recobrimento das armaduras. Verificou-se ainda a abertura de um dos estribos no ponto selecionado para o fecho destes. Este facto constituiu uma incorreta amarração dos estribos, uma vez que estes abriram na direção normal aos varões longitudinais, não condicionando a instabilidade destes. Ainda assim, foi possível verificar parte do esmagamento do material na zona comprimida.

Relativamente às fissuras no ensaio, a primeira foi detetada aos  $4,3kN$  aproximadamente. As fissuras desenvolveram-se maioritariamente na zona de estudo, encontrando-se espaçadas entre 5 e 7cm, coincidindo em geral com os estribos. Também foi visível um desenvolvimento significativo das fissuras na zona entre os apoios e as cargas. O alongamento máximo medido na viga valeu  $\Delta L=0,4\%$ .

Na Figura 4.4 apresentam-se os diagramas  $P-d$  para a Viga  $V\rho_{1,3}$ ; destaca-se a curva experimental a castanho, e ainda as curvas determinadas pelo programa ANL e pela metodologia do EC2, respetivamente, a azul e a verde. Nesta figura pode observar-se claramente os três estados característicos do comportamento da viga: a fase elástica, a fase de desenvolvimento das fissuras e a fase plástica. Esta viga apresentou um comportamento muito próximo do esperado ao longo do Estado I e Estado II, tendo em conta a aproximação das curvas experimental e numérica. A estimativa do EC2 encontra-se significativamente afastada da curva experimental ao longo do estado de fissuração. Tal como referido anteriormente, esta rigidez depende de um quociente assumido. Neste caso, verifica-se uma rigidez muito superior ao pressuposto. A grande capacidade de carga desta viga deve-se à elevada percentagem de armadura de tração. Do ponto de cedência das armaduras em diante, a viga apresentou menor ductilidade relativamente ao usual, em virtude da rotura prematura por motivo do defeito já apontado para os estribos. Ainda assim, a flecha na rotura valia  $L/75$ .

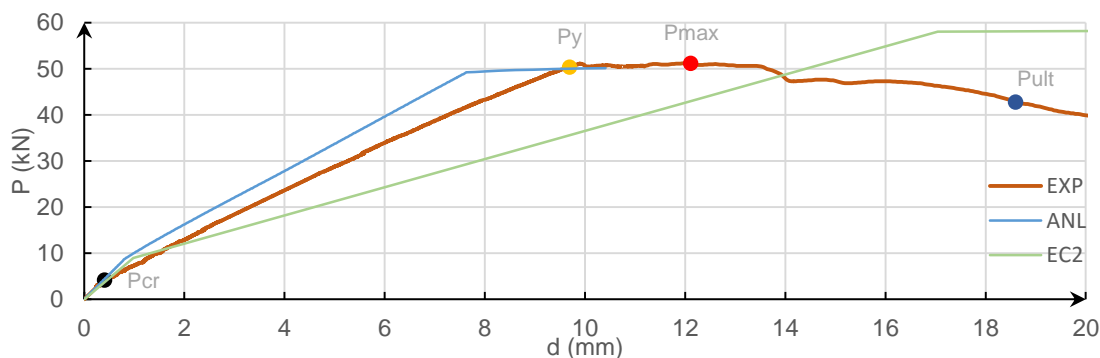


Figura 4.4 – Diagramas  $P-d$  experimental, numérico e teórico da Viga  $V\rho_{1,3}$ .

No Quadro 4.2 apresentam-se os valores obtidos para as três metodologias: dos deslocamentos nos pontos característicos da curva  $P-d$ ; a amplitude dos estados de fissuração das armaduras, e de plastificação; os valores de rigidez obtidos nas mesmas; e também os resultados dos desvios entre a curva experimental e as duas curvas teóricas.

No ponto de fissuração, os deslocamentos teóricos são muito superiores ao valor avaliado experimentalmente. No ponto de cedência e no ponto máximo o valor determinado pela metodologia ANL tem um desvio reduzido relativamente ao valor experimental, onde o mesmo não se verifica quando se compara com a curva teórica do EC2. Observa-se uma enorme amplitude da fase de fissuração relativamente à fase elástica; aproximadamente 24 vezes superior. Por outro lado, verifica-se que a resistência máxima da viga ocorre pouco depois da cedência das armaduras. Relativamente aos valores da rigidez observados, verifica-se claramente uma relação aceitável entre a análise experimental e a numérica ANL, daí a

proximidade das curvas correspondentes no diagrama  $P-d$ . No entanto, a curva EC2 distancia-se moderadamente da curva experimental na fase de fissuração, e no desenvolvimento de fissuras obteve um desvio considerável, tal como se pode verificar no desvio entre os valores de  $K_{II}$ .

Quadro 4.2 – Valores dos deslocamentos e da rigidez da Viga  $V\rho_{1,3}$ .

	EXP	ANL	Desvio (%)	EC2	Desvio (%)
$d_{cr}$ (mm)	0,4	0,8	103	1,0	141
$d_y$ (mm)	9,7	7,4	24	17,0	76
$d_{max}$ (mm)	12,1	10,4	14	261,1	2055
$d_{ult}$ (mm)	18,6				
$d_y/d_{cr}$ (mm)	23,8				
$d_{ult}/d_y$ (mm)	1,9				
$K_I$ (kN/mm)	10,6	11,0	4	9,2	14
$K_{II}$ (kN/mm)	5,3	5,9	10	3,1	43
$K_I/K_{II}$ (kN/mm)	2,0	1,9	6	3,0	51

#### 4.2.2. Viga $V\rho_{1,0}$

A Viga  $V\rho_{1,0}$  foi construída utilizando  $A_s=3\phi 8$  ( $\rho=1,0\%$ ). O ensaio realizou-se 28 dias após a sua construção, durando 1 hora e 30 minuto. A viga colapsou por instabilidade da armadura de compressão, após destacamento do material de recobrimento das armaduras e abertura de um dos estribos, tal como se verificou na Viga  $V\rho_{1,3}$ . Relativamente às fissuras, a primeira foi detetada no ensaio aos  $8,9kN$ . O alongamento máximo medido na viga valeu  $\Delta L=0,7\%$ .

Na Figura 4.5 pode observar-se um comportamento muito próximo do esperado ao longo dos dois primeiros estados, tendo em conta a aproximação das curvas experimental e ANL. A estimativa do EC2 encontra-se um pouco afastada da curva experimental ao longo do estado de fissuração. Do ponto de cedência das armaduras em diante, a viga apresentou melhor ductilidade relativamente à Viga  $V\rho_{1,3}$ , mesmo assim sendo reduzida, a flecha na rotura valia aproximadamente  $L/49$ .

No Quadro 4.3 são apresentados os valores obtidos nas curvas  $P-d$ . No ponto de fissuração, o valor avaliado experimentalmente não consegue ser estimado por nenhuma das metodologias teóricas. No ponto de cedência, o valor determinado pela metodologia ANL tem um desvio moderado sendo insignificante no ponto de carga máxima, repare-se que o mesmo não se verifica relativamente à curva EC2, onde neste caso os desvios são assinaláveis. De salientar a enorme amplitude da fase de fissuração relativamente à fase elástica; quase 20 vezes superior.

Por outro lado, verifica-se que a resistência máxima da viga ocorre pouco depois da cedência das armaduras.

Relativamente aos valores da rigidez observados, verifica-se uma quase coincidência entre as análises experimental e numérica ANL, na fase de elástica, na fase de fissuração verifica-se um desvio admissível. No entanto, a curva EC2 distancia-se significativamente da curva experimental na fase de fissuração. De salientar a relação entre os valores da rigidez entre os Estados I e II; 2,3. Este valor é sensivelmente inferior ao estimado pelo EC2 para as vigas de BA.

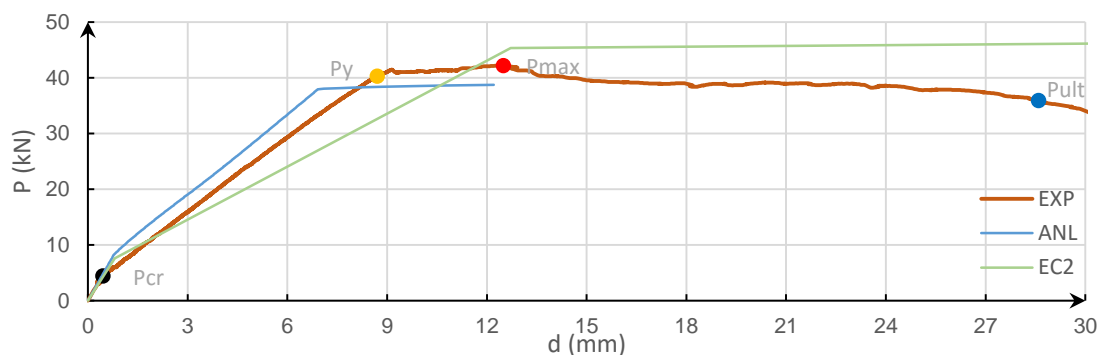


Figura 4.5 – Diagramas P-d experimental, numérico e teórico da Viga  $V\rho_{1,0}$ .

Quadro 4.3 – Valores dos deslocamentos e da rigidez da Viga  $V\rho_{1,0}$

	EXP	ANL	Desvio (%)	EC2	Desvio (%)
$d_{cr}$ (mm)	0,5	0,8	99	0,8	75
$d_y$ (mm)	8,7	6,9	21	12,7	46
$d_{max}$ (mm)	12,5	12,2	2	202,6	1521
$d_{ult}$ (mm)	28,6				
$d_y/d_{cr}$ (mm)	19,0				
$d_{ult}/d_y$ (mm)	3,3				
$K_I$ (kN/mm)	10,4	10,5	1	9,5	8
$K_{II}$ (kN/mm)	4,5	4,8	6	3,2	30
$K_I/K_{II}$ (kN/mm)	2,3	2,2	4	3,0	31

#### 4.2.3. Viga $V\rho_{0,8}$

A Viga  $V\rho_{0,8}$  foi construída com  $A_s=4\phi 6$  ( $\rho=0,8\%$ ). O ensaio realizou-se 27 dias após a sua construção, terminando 1 hora e 25 minutos depois. O colapso da viga ocorreu após o destacamento do material de recobrimento das armaduras e abertura de um dos estribos; problema idêntico ao verificado nas vigas anteriores. A primeira fenda detetada no ensaio

ocorreu aos  $5,85\text{kN}$ . Relativamente ao valor correspondente ao alongamento máximo medido na viga, este valeu  $\Delta L=0,8\%$ . Na Figura 4.6 apresentam-se os diagramas  $P-d$  para a Viga  $V\rho_{0,8}$ . Neste caso, o comportamento estimado teoricamente aproximou-se do avaliado experimentalmente. Esta apresentou uma ductilidade superior às vigas  $V\rho_{1,3}$  e  $V\rho_{1,0}$ . A flecha na rotura valia aproximadamente  $L/32$ .

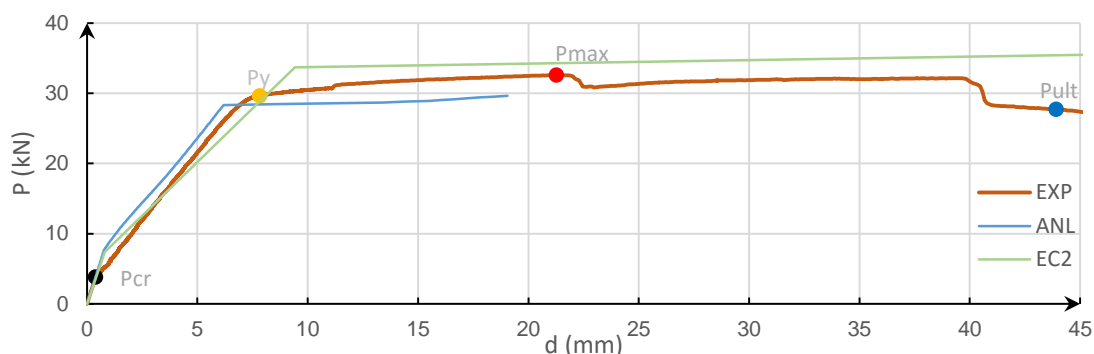


Figura 4.6 – Diagramas  $P-d$  experimental, numérico e teórico da Viga  $V\rho_{0,8}$ .

Os valores das deformações obtidos nos pontos característicos, para as curvas  $P-d$ , são apresentados no Quadro 4.4. Os valores estimados teoricamente para o deslocamento de fissuração têm um valor intolerável relativamente aos valores obtidos experimentalmente. Na curva ANL verifica-se um desvio reduzido nos restantes pontos. Também se observa na curva EC2 um desvio reduzido no ponto de cedência. A viga apresenta uma relação nas amplitudes semelhante às vigas anteriores. A carga máxima ocorre para deformações, cerca de 6 vezes superiores à verificada na cedência. Relativamente aos valores de rigidez observados, verifica-se claramente uma relação aceitável entre a curva ANL e a curva experimental. Na curva EC2 apresentam-se desvios um pouco maiores, no entanto reduzidos, ou seja,  $8\%$  e  $21\%$  para  $K_I$  e  $K_{II}$ . O quociente  $K_I/K_{II}$  apresenta um desvio reduzido relativamente à curva EC2.

Quadro 4.4 – Valores dos deslocamentos e da rigidez da Viga  $V\rho_{0,8}$ .

	EXP	ANL	Desvio (%)	EC2	Desvio (%)
$d_{cr}$ (mm)	0,4	0,8	100	0,8	109
$d_y$ (mm)	7,8	6,2	21	9,4	20
$d_{max}$ (mm)	21,3	19,0	10	163,1	667
$d_{ult}$ (mm)	43,9				
$d_y/d_{cr}$ (mm)	20,3				
$d_{ult}/d_y$ (mm)	5,6				
$K_I$ (kN/mm)	9,9	10,0	1	9,2	8
$K_{II}$ (kN/mm)	3,9	3,8	2	3,1	21
$K_I/K_{II}$ (kN/mm)	2,6	2,7	3	3,0	16

#### 4.2.4. Viga $V\rho_{0,6}$

A Viga  $V\rho_{0,6}$  foi ensaiada 26 dias após a sua construção com a duração de 1 hora e 45 minutos. A viga foi construída com  $3\phi 6$  ( $\rho=0,6\%$ ) na armadura tracionada tendo colapsado por instabilidade na armadura de compressão, tal como verificado nas vigas anteriores. Relativamente às fissuras no ensaio, a primeira foi detetada aos  $7,4kN$ . O alongamento máximo medido na viga valeu  $\Delta L=1,5\%$ .

Os diagramas  $P-d$  da Viga  $V\rho_{0,6}$  podem ser observados na Figura 4.7. Até ao ponto de cedência das armaduras, verifica-se uma quase coincidência de comportamento nas três curvas. Na curva ANL verifica-se uma rotura precoce quando comparada com a curva experimental, o mesmo não se verifica na curva EC2. A viga apresenta uma muito boa ductilidade, a flecha na rotura vale aproximadamente  $L/15$ .

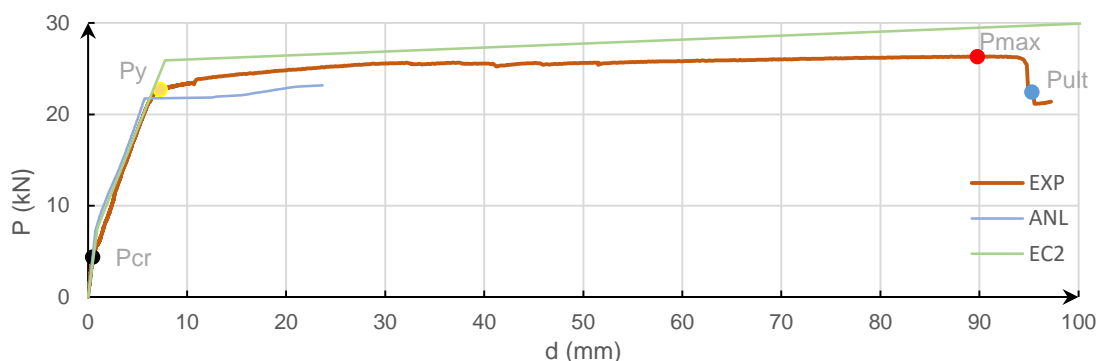


Figura 4.7- Diagramas  $P-d$  experimental, numérico e teórico da Viga  $V\rho_{0,6}$

Os valores característicos obtidos nas 3 curvas são apresentados no Quadro 4.5. Tal como nos casos anteriores, no ponto de fissuração, os desvios são consideráveis em virtude da sua própria dimensão. No ponto de cedência das armaduras, verifica-se um desvio reduzido na curva ANL e para a curva EC2, o desvio obtido é aceitável. A viga nos dois últimos estados apresentou um comprimento muito semelhante, sendo que a fase de fissuração seria aproximadamente 16 vezes superior à fase elástica, e o estado de plastificação 13 vezes superior ao de fissuração o que é considerável.

Relativamente aos valores da rigidez da curva ANL observaram-se desvios insignificantes relativamente à curva experimental. Na curva EC2 os desvios encontrados são um pouco superiores, sendo no entanto reduzidos quando comparados com a curva experimental. De salientar a proximidade da relação  $K_I/K_{II}$  obtida experimentalmente relativamente ao valor proposto regulamentarmente para o betão armado.

Quadro 4.5 – Valores dos deslocamentos e da rigidez da Viga  $V\rho_{0,6}$ .

	<b>EXP</b>	<b>ANL</b>	<b>Desvio (%)</b>	<b>EC2</b>	<b>Desvio (%)</b>
<b><math>d_{cr}</math> (mm)</b>	0,5	0,8	68	0,9	102
<b><math>d_y</math> (mm)</b>	7,3	5,7	22	7,8	7
<b><math>d_{max}</math> (mm)</b>	89,8	23,7	74	145,4	62
<b><math>d_{ult}</math> (mm)</b>	95,3				
<b><math>d_y/d_{cr}</math> (mm)</b>	15,6				
<b><math>d_{ult}/d_y</math> (mm)</b>	13,1				
<b><math>K_I</math> (kN/mm)</b>	9,8	9,7	0,6	8,0	18
<b><math>K_{II}</math> (kN/mm)</b>	3,0	2,9	5	2,7	12
<b><math>K_I/K_{II}</math> (kN/mm)</b>	3,2	3,4	5	3,0	7

#### 4.2.5. Viga $V\rho_{0,4}$

Para fechar o primeiro grupo de vigas, apresentam-se os resultados apurados no ensaio da Viga  $V\rho_{0,4}$ . A viga foi construída utilizando  $2\phi 6$  na armadura tracionada ( $\rho=0,4\%$ ) as restantes armaduras foram mantidas. O ensaio realizou-se 28 dias após a sua construção, terminando 2 horas depois. A viga colapsou por rotura na armadura tracionada, tendo se verificado o início de instabilidade na armadura de compressão após destacamento do material de recobrimento das armaduras. A primeira fenda foi detetada aos  $3,55kN$ . O alongamento máximo medido na viga valeu  $\Delta L=0,7\%$ .

O diagrama  $P-d$  da viga  $V\rho_{0,4}$  é apresentado na Figura 4.8. A baixa capacidade de carga desta viga deve-se à baixa percentagem de armadura de tração. A viga apresentou uma elevada ductilidade relativamente ao usual; A flecha na rotura valia aproximadamente  $L/12$ . Nesta viga, verifica-se que a previsão teórica da fissuração ocorre muito depois do avaliado experimentalmente. Ao longo da fase de fissuração, a curva ANL aproxima-se da curva experimental, enquanto a curva EC2 se mantém relativamente afastada, evidenciando uma rigidez superior. Na fase de plastificação, a curva ANL não consegue estimar a correspondente ductilidade, ao contrário da curva EC2.

Verifica-se no Quadro 4.6, novamente, que o ponto de fissuração não consegue ser estimado por nenhuma das metodologias teóricas. No ponto de cedência, o valor determinado pela metodologia ANL tem um desvio moderado. Relativamente à curva EC2 o valor do desvio é significativo; Verificou-se uma grande amplitude, quer na fase de fissuração, 16 vezes superior à fase elástica, quer na fase de plastificação, aproximadamente 20 vezes superior à fase de fissuração.

Em relação aos valores da rigidez avaliados, verifica-se um desvio moderado nas curvas teóricas na fase elástica. No entanto, a curva EC2 distancia-se consideravelmente da curva experimental na fase de fissuração. De salientar o valor de cerca de 3,9 para a relação  $K_I/K_{II}$ ; neste caso é superior ao valor assumido na metodologia EC2.

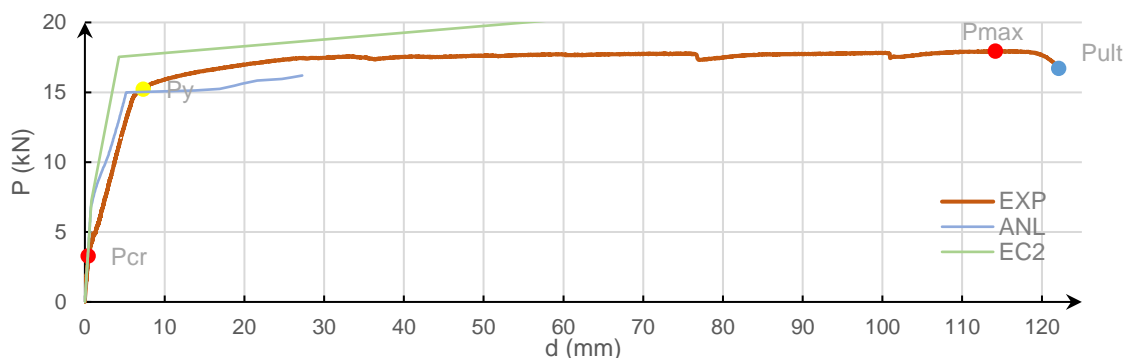


Figura 4.8 – Diagramas P-d experimental, numérico e teórico da Viga  $V_{p0,4}$ .

Quadro 4.6 – Valores dos deslocamentos e da rigidez da  $V_{p0,4}$ .

	EXP	ANL	Desvio (%)	EC2	Desvio (%)
$d_{cr}$ (mm)	0,4	0,8	82	0,8	97
$d_y$ (mm)	6,6	5,2	21	4,3	35
$d_{max}$ (mm)	114,2	27,2	76	89,9	21
$d_{ult}$ (mm)	122,1				
$d_y/d_{cr}$ (mm)	16,0				
$d_{ult}/d_y$ (mm)	18,6				
$K_I$ (kN/mm)	8,1	9,1	12	8,9	11
$K_{II}$ (kN/mm)	2,1	1,8	12	3,0	43
$K_I/K_{II}$ (kN/mm)	3,9	5,0	28	3,0	22

### 4.3. Vigas com variação de espaçamento entre estribos

As Vigas pertencentes a este grupo foram projetadas no sentido de terem a mesma armadura tracionada e comprimida, de forma a analisar o seu comportamento com a variação do espaçamento entre estribos. O aço utilizado na armadura longitudinal tem diâmetro  $\phi 8$ mm do tipo A500NR e na armadura transversal  $\phi 4$ mm, do tipo A500ER; sendo a armadura de tração  $3\phi 8$  ( $\rho=1,0\%$ ) e a armadura de compressão  $2\phi 8$  ( $\rho'=0,67\%$ ). A construção das vigas foi realizada no dia 3 de Maio de 2016. Os valores médios estimados para a tensão de rotura à compressão e para a tensão de rotura à tração por flexão do material foram  $f_{cm}=34,1MPa$  e  $f_{tm}=5,2MPa$ , respetivamente, e o valor médio do módulo de elasticidade foi de  $E=17,3MPa$ .



Como referido, foi previsto a utilização de  $A_s=3\phi 8$  ( $\rho=1,0\%$ ) e  $A_s'=2\phi 8$ , no entanto, tendo em consideração o problema verificado nas vigas pertencentes ao primeiro grupo, optou-se por ensaiar as vigas na posição invertida, ficando assim  $A_s=2\phi 8$  ( $\rho=0,67\%$ ) e  $A_s'=3\phi 8$ . Neste caso nas vigas *VE7*, *VE14* e *VSE* foi verificado que a armadura de compressão não instabilizava para flechas de  $L/10$ , aspecto que levou a que as vigas *VE4* e *VE10* fossem ensaiadas tal como previsto inicialmente. No entanto, estas voltaram a instabilizar na armadura de compressão. Não foi obtida explicação para o sucedido. Seguidamente no Quadro 4.7 apresentam-se, por ordem da análise efetuada, algumas características relevantes das vigas pertencentes a este grupo.

Quadro 4.7 – Características das vigas pertencentes ao Grupo 2.

	Análise	Viga	$A_s$	$A_s'$	$A_{sw}$	$\rho(\%)$
<b>Grupo 2</b>	1 <sup>a</sup>	VE4	3 $\phi 8$	2 $\phi 8$	E2R $\phi 4//0,04$	1,01
	2 <sup>a</sup>	VE7	2 $\phi 8$	3 $\phi 8$	E2R $\phi 4//0,07$	0,67
	3 <sup>a</sup>	VE10	3 $\phi 8$	2 $\phi 8$	E2R $\phi 4//0,10$	1,01
	4 <sup>a</sup>	VE14	2 $\phi 8$	3 $\phi 8$	E2R $\phi 4//0,14$	0,67
	5 <sup>a</sup>	VSE	2 $\phi 8$	3 $\phi 8$	Sem estribos	0,67

Os ensaios referentes às vigas deste grupo decorreram com controlo de deformação. A fase inicial dos ensaios foi realizada à velocidade de  $0,005\text{mm/s}$ , e após ultrapassar a fase de fissuração, a velocidade foi aumentada para  $0,02\text{mm/s}$ , até à rotura das vigas.

Na Figura 4.9 apresenta-se a deformação existente na viga *VSE*, minutos antes de ser terminado o ensaio.

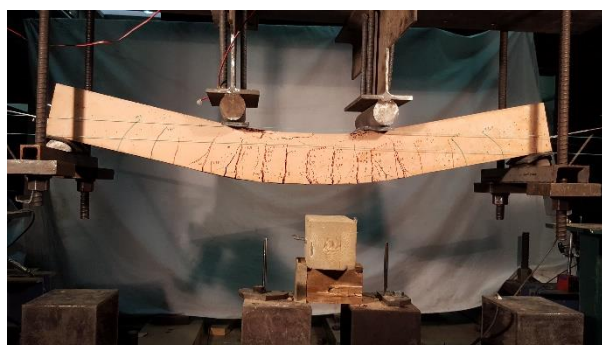


Figura. 4.9- Ensaio da Viga VSE.

#### 4.3.1. Viga VE4

Neste ponto pretende-se apresentar os resultados apurados no ensaio da Viga *VE4*. A Viga foi construída utilizando  $A_s=3\phi 8$  ( $\rho=1,0\%$ ). O ensaio realizou-se 34 dias após a sua construção, e terminou aproximadamente 2 horas e 15 minutos depois. A viga colapsou por instabilidade da armadura de compressão, após destacamento do material de recobrimento das armaduras. Verificou-se ainda a abertura de um só estribo no ponto selecionado para o fecho destes. A primeira fenda detetada no ensaio ocorreu aos  $5,7kN$ . O alongamento máximo medido na viga valeu  $\Delta L=1,3\%$ . Seguidamente apresentam-se os diagramas P-d da Viga *VE4* na Figura 4.10. Esta viga apresentou um comportamento muito próximo do esperado ao longo dos 3 Estados, tendo em conta a aproximação das três curvas até ao ponto de fissuração. A grande capacidade de carga desta viga deve-se à elevada percentagem de armadura de tração. Apesar da rotura prematura por motivo do defeito já apontado para os estribos, a viga apresentou uma ductilidade satisfatória. A flecha na rotura vale aproximadamente  $L/14$ .

No Quadro 4.8 apresentam-se os valores obtidos para as deformações segundo as três metodologias, bem como a amplitude dos estados de fissuração, e de plastificação do material e os valores de rigidez estimados nas mesmas. Relativamente aos valores dos deslocamentos estimados, são notórias as incompatibilidades verificadas nos pontos de fissuração e de carga máxima das curvas teóricas; No ponto de cedência, o desvio na curva ANL é reduzido, sendo significativo na curva EC2. Observa-se também uma grande amplitude do estado de desenvolvimento de fissuras relativamente ao estado elástico, aproximadamente 23 vezes superior. A fase de plastificação é aproximadamente 12 vezes superior à fase de fissuração. As curvas teóricas apresentaram desvios na rigidez que se podem considerar aceitáveis ou desprezáveis, exceto na curva EC2 onde se verifica um o desvio considerável para  $K_{II}$ . De salientar o valor de 2,2 para o coeficiente  $K_I/K_{II}$ .

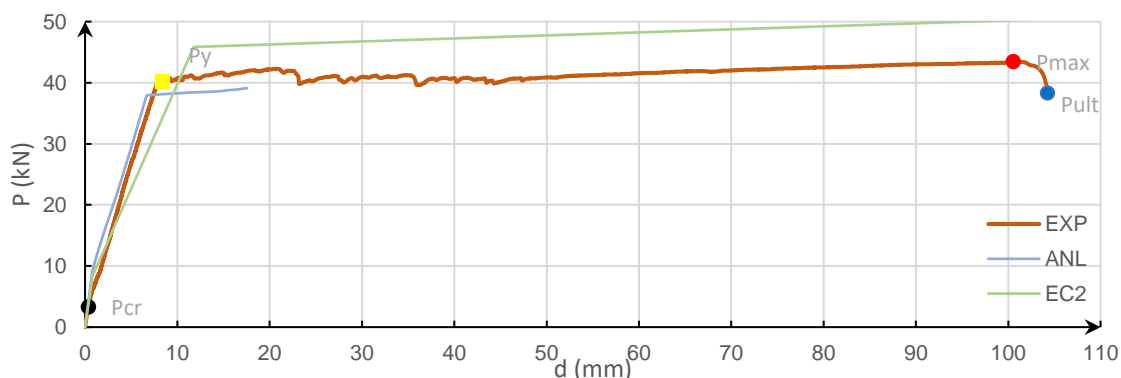


Figura 4.10 – Diagramas P-d experimental, numérico e teórico da Viga *VE4*.

Quadro 4.8 – Valores dos deslocamentos e da rigidez da Viga VE4.

	EXP	ANL	Desvio (%)	EC2	Desvio (%)
$d_{cr}$ (mm)	0,4	0,8	102	0,8	118
$d_y$ (mm)	8,4	6,7	20	11,8	40
$d_{max}$ (mm)	100,5	17,5	83	190,8	90
$d_{ult}$ (mm)	104,2				
$d_y/d_{cr}$ (mm)	22,5				
$d_{ult}/d_y$ (mm)	12,4				
$K_I$ (kN/mm)	10,6	11,7	11	10,3	3
$K_{II}$ (kN/mm)	4,9	4,8	1	3,4	30
$K_V/K_{II}$ (kN/mm)	2,2	2,4	12	3,0	39

#### 4.3.2. Viga VE7

A Viga VE7 foi ensaiada 27 dias após a sua construção, utilizando  $A_s=2\phi 8$  ( $\rho=0,7\%$ ). Terminou 1 hora e 50 minutos depois. Não foi possível atingir a rotura, uma vez que o ensaio foi terminado antes, por motivos de segurança, optou-se por terminar o ensaio, uma vez que existia o perigo da viga poder escorregar de um dos apoios. A deformação da viga era superior a  $L/10$ . A primeira fissura foi detetada aos  $4,5kN$ . Relativamente ao valor correspondente ao alongamento máximo medido na viga, este valeu  $\Delta L=1,9\%$ .

Na Figura 4.11 apresentam-se os diagramas  $P-d$  relativos à Viga VE7. É notória a proximidade existente entre a curva ANL e a curva experimental, até pouco depois do ponto de cedência. A viga apresentou uma grande ductilidade, obtendo-se uma flecha máxima de aproximadamente  $L/8$ .

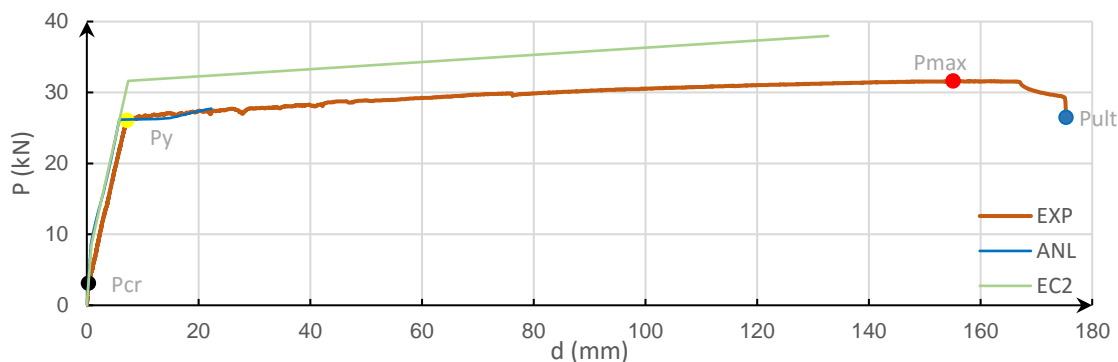


Figura 4.11 – Diagramas P-d experimental, numérico e teórico da Viga VE7.

No Quadro 4.9 apresentam-se os valores obtidos nos pontos característicos. Tal como anteriormente, os desvios são enormes no ponto de fissuração, e são reduzidos no ponto de

cedência. Observa-se uma relação equivalente no quociente  $d_y/d_{cr}$ , e  $d_{ult}/d_y$ , tendo estes aproximadamente uma amplitude 24 vezes superior ao estado de referência. Isto indica que, por um lado a viga estará fendilhada em condições de serviço, e por outro, existe uma enorme ductilidade da viga.

Com exceção do valor da rigidez  $K_I$  apurado pela metodologia EC2, os restantes valores têm desvios desprezíveis. Saliência para o valor  $K_I/K_{II}=3,5$ .

Quadro 4.9 – Valores dos deslocamentos e da rigidez da Viga VE7.

	EXP	ANL	Desvio (%)	EC2	Desvio (%)
$d_{cr}$ (mm)	0,3	0,7	130	0,8	166
$d_y$ (mm)	7,2	5,8	19	7,4	3
$d_{max}$ (mm)	155,1	22,3	86	132,7	14
$d_{ult}$ (mm)	175,3				
$d_y/d_{cr}$ (mm)	23,6				
$d_{ult}/d_y$ (mm)	24,3				
$K_I$ (kN/mm)	12,1	11,7	3	10,5	14
$K_{II}$ (kN/mm)	3,5	3,4	1	3,5	1
$K_I/K_{II}$ (kN/mm)	3,5	3,4	2	3,0	14

#### 4.3.3. Viga VE10

A viga *VE10* foi ensaiada, durante aproximadamente 1 hora e 50 minutos, 34 dias após a sua construção, com  $A_s=3\phi 8$  ( $\rho=1,0\%$ ). A primeira fenda detetada no ensaio ocorreu aos  $6,6kN$ . O valor correspondente ao alongamento máximo medido na viga foi  $\Delta L=1,2\%$ .

Importa referir que no ensaio desta viga não foram registados os valores dos deslocamentos nos apoios, uma vez que na colocação das peças utilizadas, os parafusos partiram. Neste contexto, e depois de análise global de resultados, optou-se por utilizar os valores correspondentes registados na viga  $V4\phi 8$ , pertencente ao 3º Grupo. De facto, existia uma correlação entre a carga aplicada, a evolução do deslocamento central e dos deslocamentos dos apoios.

O diagrama P-d da Viga *VE10* apresenta-se na Figura 4.12. Com exceção da fase de fissuração avaliada pela metodologia EC2, observa-se um comportamento semelhante à viga *VE4*. No entanto, esta viga apresentou uma ductilidade inferior e o valor da flecha na rotura vale cerca de  $L/19$ .

Apresentam-se no Quadro 4.10 os resultados correspondentes à viga *VE10*. Novamente se observam desvios inadmissíveis no ponto de fissuração. No ponto de cedência é visível a

discrepância existente no desvio da curva EC2 e na curva ANL o desvio estimado é reduzido. Evidencia-se a grande amplitude do desenvolvimento de fissuras relativamente à fase elástica, sendo este aproximadamente 16 vezes superior.

Os valores dos desvios da rigidez observados na curva ANL são desprezáveis, no entanto a curva EC2 distancia-se consideravelmente no desenvolvimento de fissuras, apesar do desvio ser reduzido na fase elástica. Importa referir a igualdade existente no quociente  $K_I/K_{II}$  da curva experimental e numérica, ainda assim algo reduzidos em relação ao previsto para o betão armado.

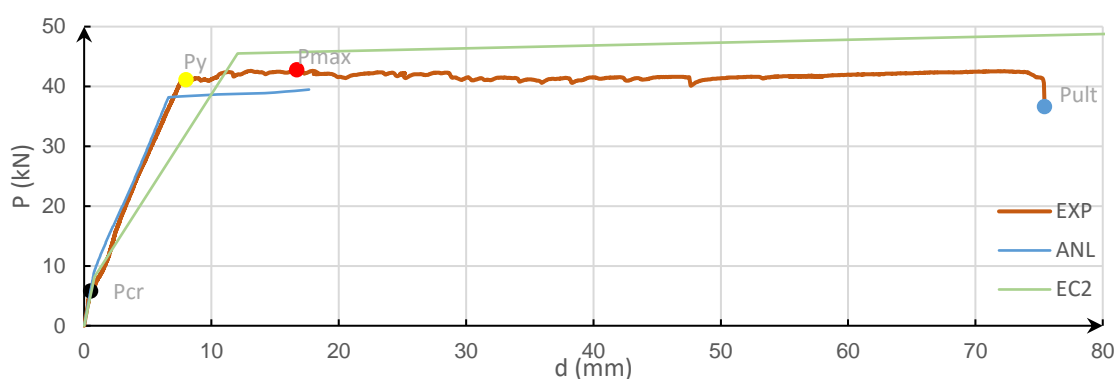


Figura 4.12 – Diagramas P-d experimental, numérico e teórico da Viga VE10.

Quadro 4.10 – Valores dos deslocamentos e da rigidez da VE10.

	EXP	ANL	Desvio (%)	EC2	Desvio (%)
$d_{cr}$ (mm)	0,5	0,8	51	0,8	63
$d_y$ (mm)	8,0	6,6	17	12,0	51
$d_{max}$ (mm)	16,7	17,7	6	194,8	1067
$d_{ult}$ (mm)	75,4				
$d_y/d_{cr}$ (mm)	16,0				
$d_{ult}/d_y$ (mm)	9,4				
$K_I$ (kN/mm)	11,9	11,6	3	10,0	16
$K_{II}$ (kN/mm)	5,1	5,0	3	3,3	35
$K_I/K_{II}$ (kN/mm)	2,3	2,3	0	3,0	28

#### 4.3.4. Viga VE14

A Viga VE14 foi ensaiada 29 dias após a sua construção, com duração de 2 horas, utilizando  $A_s=2\phi 8$  ( $\rho=0,67\%$ ). O ensaio foi interrompido antes do colapso da viga por motivos de

segurança. Relativamente às fissuras no ensaio, a primeira foi detetada aos  $4.1\text{kN}$ . O valor correspondente ao alongamento máximo medido na viga foi  $\Delta L=1,7\%$ .

Na Figura 4.13 apresentam-se os diagramas  $P-d$  para a Viga  $VE14$ . Observou-se uma clara proximidade nas 3 curvas. A viga apresentou-se muito dúctil, tal como se verificou na viga  $VE7$  e a flecha máxima atingiu aproximadamente o valor de  $L/8$ .

No Quadro 4.11 apresentam-se os valores obtidos dos deslocamentos, os quais seguem a tendência das restantes vigas; valores intoleráveis no ponto de fissuração, e aceitáveis no ponto de cedência. Novamente verifica-se uma grande amplitude na plastificação e no desenvolvimento de fissuras, sendo 25 vezes superiores à fase de fissuração e elástico, respetivamente. Os valores estimados para a rigidez da curva ANL apresentaram desvios insignificantes relativamente à curva experimental, nos Estados I e II. Neste caso observou-se um desvio moderado da curva EC2 na fase de fissuração. Importa referir o quociente  $K_I/K_{II}=3,4$ .

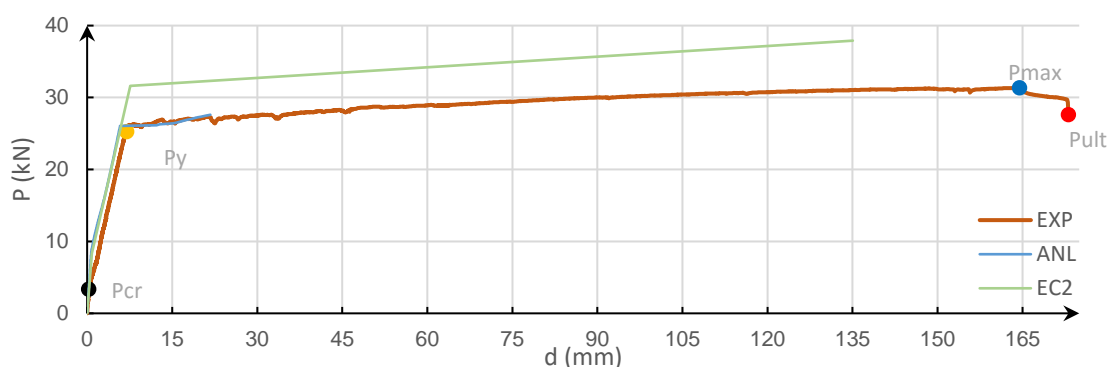


Figura 4.13 – Diagramas  $P-d$  experimental, numérico e teórico da Viga  $VE14$ .

Quadro 4.11 – Valores dos deslocamentos e da rigidez da Viga  $VE14$ .

	EXP	ANL	Desvio (%)	EC2	Desvio (%)
$d_{cr}$ (mm)	0,3	0,7	151	0,8	191
$d_y$ (mm)	7,0	5,8	17	7,6	8
$d_{max}$ (mm)	164,5	21,7	87	135,1	18
$d_{ult}$ (mm)	173,1				
$d_y/d_{cr}$ (mm)	25,0				
$d_{ult}/d_y$ (mm)	24,7				
$K_I$ (kN/mm)	11,9	11,7	2	10,3	14
$K_{II}$ (kN/mm)	3,5	3,4	1	3,4	2
$K_I/K_{II}$ (kN/mm)	3,4	3,4	0	3,0	12

#### 4.3.5. Viga VSE

Pretende-se fechar este grupo apresentando os resultados apurados no ensaio da Viga VSE. A Viga foi ensaiada 29 dias após a sua construção, terminando 2h e 20 minutos depois.  $A_s=2\phi 8$  ( $\rho=0,67\%$ ). Também esta viga não chegou à rotura. A primeira fenda detetada no ensaio ocorreu aos  $4,9kN$ . Relativamente ao valor correspondente ao alongamento máximo medido na viga, este valeu  $\Delta L=0,8\%$ .

Na Figura 4.14 evidencia-se a proximidade das 3 curvas nos dois primeiros estados. A viga apresentou uma elevada ductilidade. O ensaio foi terminado quando a flecha valia aproximadamente  $L/12$ .

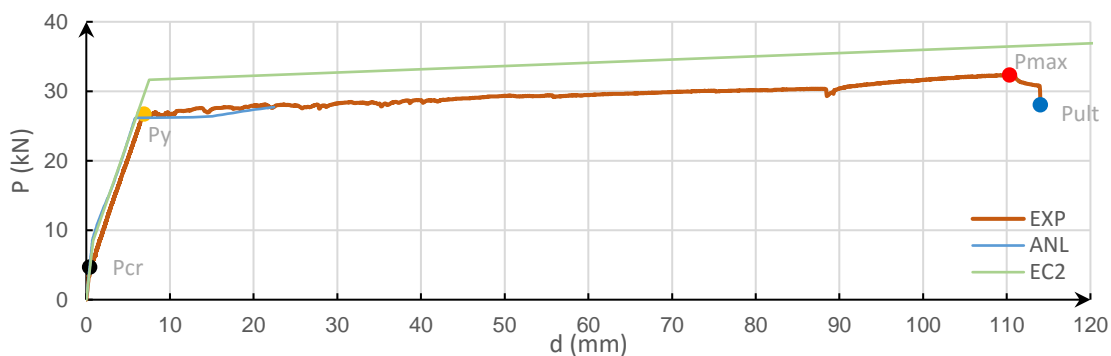


Figura 4.14 – Diagramas P-d experimental, numérico e teórico da Viga VSE.

No Quadro 4.12 apresentam-se os valores apurados para esta viga, cuja análise é equivalente às anteriores. Relativamente aos valores da rigidez observados, verifica-se uma boa relação entre as três curvas, de salientar o valor  $K_I/K_{II}=3,2$ .

Quadro 4.12 – Valores dos deslocamentos e da rigidez da Viga VSE.

	EXP	ANL	Desvio (%)	EC2	Desvio (%)
$d_{cr}$ (mm)	0,4	0,7	78	0,8	102
$d_y$ (mm)	6,9	5,9	15	7,5	9
$d_{max}$ (mm)	110,4	22,4	80	142,2	29
$d_{ult}$ (mm)	114,0				
$d_y/d_{cr}$ (mm)	17,1				
$d_{ult}/d_y$ (mm)	16,5				
$K_I$ (kN/mm)	11,4	11,8	4	10,4	9
$K_{II}$ (kN/mm)	3,5	3,5	2	3,5	2
$K_I/K_{II}$ (kN/mm)	3,2	3,4	5	3,0	8

#### 4.4. Vigas com armadura tracionada igual à armadura comprimida

Para fechar o Capítulo 4, serão apresentados os resultados referentes às 4 vigas do Grupo 3. Estas vigas foram construídas no dia 20 de maio de 2016; têm como principal característica apresentarem uma armadura de compressão igual à armadura de tração, ou seja,  $A_s = A_s'$  ( $\rho = \rho'$ ). O aço das vigas V2 $\phi$ 4, V3 $\phi$ 4, e V4 $\phi$ 4, tem diâmetro  $\phi$ 4mm do tipo A500ER. A Viga V4 $\phi$ 8 tem aço com diâmetro  $\phi$ 8mm do tipo A500NR. A armadura transversal utilizada nas 4 vigas foi E2R $\phi$ 4//0,07.

Os valores médios estimados para a tensão de rotura à compressão e para a tensão de rotura à tração por flexão do material foram, respetivamente,  $f_{cm} = 33,3\text{MPa}$  e  $f_{tm} = 5,3\text{MPa}$ , e o valor médio do módulo de elasticidade foi de  $E = 17,2\text{MPa}$ .

Nos ensaios das vigas pertencentes aos Grupos 1 e 2, registou-se um valor médio na extensão medida no aparecimento das primeiras fendas de cerca de  $160\mu\text{m}$ . Nos ensaios de rotura à tração por flexão dos provetes, o valor médio da extensão apurada nos provetes foi de cerca de  $330\mu\text{m}$ . Porventura, esta é a razão pela qual todos os desvios avaliados no ponto de fissuração assumiram valores intoleráveis.

Verificada esta situação, optou-se por considerar, nas vigas construídas com Aço A500ER, a mesma proporção para o valor médio de resistência à tração ( $f_{tm}$ ), assumindo o valor  $f_{tm} = 2,6\text{MPa}$ . De facto, estas vigas ao serem constituídas com a menor percentagem de armaduras, os desvios no ponto  $d_{cr}$  seriam amplificados relativamente às vigas com maior percentagem de armadura.

Para além disso, importa salientar que a metodologia EC2 está adaptada a aços do tipo NR, pelo que os desvios das curvas  $P-d$  estimadas com base nesta metodologia não são de todo adequadas.

No Quadro 4.13 podem ser observadas algumas características relevantes para as vigas pertencentes ao Grupo 3.

Quadro 4.13 – Características das vigas pertencentes ao Grupo 3.

	Análise	Viga	$A_s$	$A_s'$	$A_{sw}$	$\rho(\%)$
Grupo 3	1 <sup>a</sup>	V2 $\phi$ 4	2 $\phi$ 4	2 $\phi$ 4	E2R $\phi$ 4//0,07	0,17
	2 <sup>a</sup>	V3 $\phi$ 4	3 $\phi$ 4	3 $\phi$ 4	E2R $\phi$ 4//0,07	0,25
	3 <sup>a</sup>	V4 $\phi$ 4	4 $\phi$ 4	4 $\phi$ 4	E2R $\phi$ 4//0,07	0,34
	4 <sup>a</sup>	V4 $\phi$ 8	4 $\phi$ 8	4 $\phi$ 8	E2R $\phi$ 4//0,07	1,34



A rotura das vigas armadas com  $\phi 4\text{mm}$  ocorreu na armadura tracionada, o mesmo não se verificou na viga  $V4\phi 8$ , que ocorreu por escorregamento da armadura tracionada, neste caso, devido ao facto de se ter invertido a viga, a armadura tracionada não tinha o necessário comprimento de amarração. Na conceção das vigas não se previu o problema verificado nos estribos. Na Figura 4.15 é possível verificar a rotura da armadura tracionada na viga  $V2\phi 4$ , e na Figura 4.16 a rotura por escorregamento das armaduras na viga  $V4\phi 8$ .

Os ensaios decorreram com controlo de deformação. A fase inicial dos ensaios foi realizada à velocidade de  $0,005\text{mm/s}$ , e na plastificação das armaduras, a velocidade foi aumentada para  $0,02\text{mm/s}$ , até à rotura das vigas. Com exceção da viga  $VE10$ , que a velocidade foi aumentada para  $0,08\text{mm/s}$  até à rotura da viga.



Figura 4.15- Rotura da armadura tracionada verificado na viga  $V2\phi 4$ .



Figura 4.16- Escorregamento da armadura tracionada verificado na viga  $V4\phi 8$ .

#### 4.4.1. Viga $V2\phi 4$

O ensaio da Viga  $V2\phi 4$  realizou-se 18 dias após a sua construção, terminando 50 minutos depois. A viga foi construída utilizando  $A_s=A_s'=2\phi 4$  ( $\rho=0,17\%$ ). De salientar o facto desta percentagem de armadura ser inferior ao mínimo regulamentar. A viga colapsou por rotura na armadura tracionada. A primeira fissura foi detetada aos  $3,4\text{kN}$ .

Na Figura 4.17 apresentam-se os diagramas  $P-d$  da Viga V2 $\phi$ 4. No digrama foi visível a diferença do comportamento do aço A500ER nos dois últimos estados, relativamente às vigas construídas com aço A500NR. As perdas de carga verificadas, com conseqüente deformação, após o ponto de fissuração decorrem da formação das fissuras. A flecha verificada na viga apresentou uma baixa ductilidade,  $L/140$ .

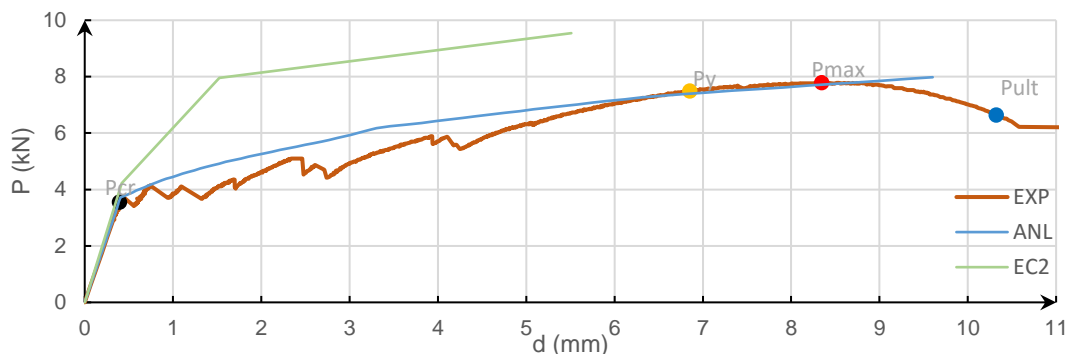


Figura 4.17 – Diagramas  $P-d$  experimental, numérico e teórico da Viga V2 $\phi$ 4.

Assumindo a tensão de rotura à flexão determinada nos ensaios laboratoriais, a fissuração iria ocorrer depois da cedência das armaduras numa viga fissurada. A metodologia usada para determinar o  $P_{cr}$  só considera as propriedades do geopolímero e a área da secção, não considerando a percentagem de armadura. Portanto, caso se utiliza-se o valor de  $f_{tm}$  original, a rotura ocorreria, na curva ANL, na fase de desenvolvimento de fissuras; e relativamente à curva EC2 o valor da carga  $P_y$  seria inferior a  $P_{cr}$ .

No Quadro 4.14 apresentam-se os valores estimados para as três metodologias. Os valores desvios estimados para os deslocamentos na curva ANL são, em  $d_{cr}$  desprezáveis, e nos restantes pontos reduzidos. Em relação à curva EC2, são aceitáveis em  $d_{cr}$ , e intoleráveis nos restantes pontos. Verifica-se uma enorme amplitude da fase de fissuração relativamente à fase elástica; aproximadamente 17 vezes superior. A resistência máxima da viga ocorre pouco depois da cedência das armaduras.

Relativamente à rigidez observa-se no Estado I um desvio insignificante na curva ANL. Na curva EC2 o desvio é reduzido. Importa salientar, o valor estimado experimentalmente para o quociente  $K_I/K_{II}$ , vale 14,1.

Quadro 4.14 – Valores dos deslocamentos e da rigidez da Viga V2φ4.

	EXP	ANL	Desvio (%)	EC2	Desvio (%)
$d_{cr}$ (mm)	0,4	0,4	3	0,4	6
$d_y$ (mm)	6,9	6,1	11	1,5	78
$d_{max}$ (mm)	8,3	9,6	15	5,5	34
$d_{ult}$ (mm)	10,3				
$d_y/d_{cr}$ (mm)	17,4				
$d_{ult}/d_y$ (mm)	1,5				
$K_I$ (kN/mm)	9,0	9,1	1	10,1	12
$K_{II}$ (kN/mm)	0,6	0,7	8	3,4	426
$K_I/K_{II}$ (kN/mm)	14,1	13,3	6	3,0	79

#### 4.4.2. Viga V3φ4

A Viga V3φ4 foi construída com  $A_s=A_s'=3\phi4$  ( $\rho=0,25\%$ ). Esta armadura corresponde aproximadamente à armadura mínima regulamentar, para uma viga de betão armado. O ensaio realizou-se 18 dias após a sua construção, terminando 55 minutos depois. A rotura da viga deu-se na armadura tracionada. A primeira fissura foi detetada aos 3,5kN.

Esta viga apresentou um comportamento semelhante à viga V2φ4 como se observa na Figura 4.18. As quebras de carga após cada fissura, com conseqüente deformação, não são tão visíveis porque neste caso a quantidade de armadura permite absorver de forma mais eficaz as tensões de tração libertadas no geopolímero. A viga apresentou baixa ductilidade, ainda assim ligeiramente superior à viga V2φ4, sendo a flecha aproximadamente  $L/120$ .

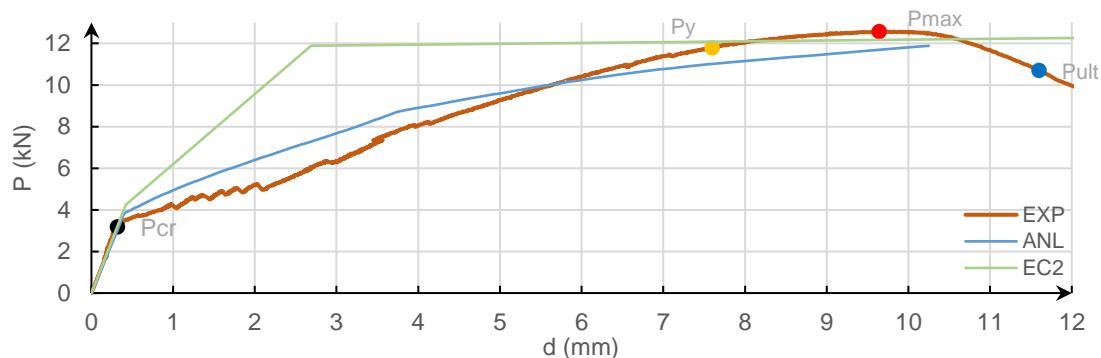


Figura 4.18 – Diagramas P-d experimental, numérico e teórico da Viga V3φ4.

No Quadro 4.15 apresentam-se os valores estimados nos pontos característicos da curva P-d. Na curva ANL os desvios de  $d_{cr}$  e  $d_y$  são reduzidos, em  $d_{max}$  são admissíveis. Através da

metodologia EC2 não foi possível estimar corretamente os deslocamentos nos pontos pretendidos, embora os valores estimados para o ponto de fissuração tenham algum significado. Verifica-se novamente uma enorme amplitude na fase de desenvolvimento das fissuras, mas, para o estado de plastificação  $d_{ult}/d_y=1,5$ .

Relativamente aos valores da rigidez na curva ANL os desvios estimados foram aceitáveis, na relação  $K_I/K_{II}$  obtiveram-se desvios moderados. Importa salientar o valor  $10,1$  obtido em  $K_I$  da curva EC2, para  $K_{II}$  a metodologia aplicada não é aplicável nesta fase. O valor determinado experimentalmente para  $K_I/K_{II}$  baixou relativamente à viga  $V2\phi4$ , ainda assim muito superior ao estimado para o betão armado; o valor estimado foi de  $8,0$ .

Quadro 4.15 – Valores dos deslocamentos e da rigidez da Viga  $V3\phi4$ .

	EXP	ANL	Desvio (%)	EC2	Desvio (%)
$d_{cr}$ (mm)	0,3	0,4	19	0,4	31
$d_y$ (mm)	7,6	6,1	19	2,7	65
$d_{max}$ (mm)	9,6	10,2	6	61,6	538
$d_{ult}$ (mm)	11,6				
$d_y/d_{cr}$ (mm)	23,7				
$d_{ult}/d_y$ (mm)	1,5				
$K_I$ (kN/mm)	10,2	9,5	6	10,1	0
$K_{II}$ (kN/mm)	1,3	1,3	6	3,4	164
$K_I/K_{II}$ (kN/mm)	8,0	7,0	11	3,0	62

#### 4.4.3. Viga $V4\phi4$

A Viga  $V4\phi4$  foi ensaiada 18 dias após a sua construção, com duração de 1 hora. Utilizou-se  $A_s=A_s'=4\phi4$  ( $\rho=0,34\%$ ). A rotura também ocorreu na armadura tracionada. A primeira fenda detetou-se aos  $3,5kN$ . A viga apresentou um comportamento próximo das vigas  $V2\phi4$  e  $V3\phi4$  como se pode verificar na Figura 4.19. A flecha máxima valeu aproximadamente  $L/102$ .

Como se pode observar no Quadro 4.16, não se verificaram valores aceitáveis nos deslocamentos estimados para o ponto de fissuração através das metodologias teóricas. Os valores referentes às amplitudes são semelhantes às vigas  $V2\phi4$  e  $V3\phi4$ . Relativamente à rigidez os desvios encontrados para  $K_I$  são insignificantes nas duas metodologias. Na rigidez  $K_{II}$  na curva ANL o desvio estimado foi reduzido. Verifica-se que para baixas percentagens de armadura o valor utilizado no quociente  $K_I/K_{II}$  para estruturas de betão armado afasta-se dos resultados obtidos, neste caso valeu aproximadamente  $6,3$ .

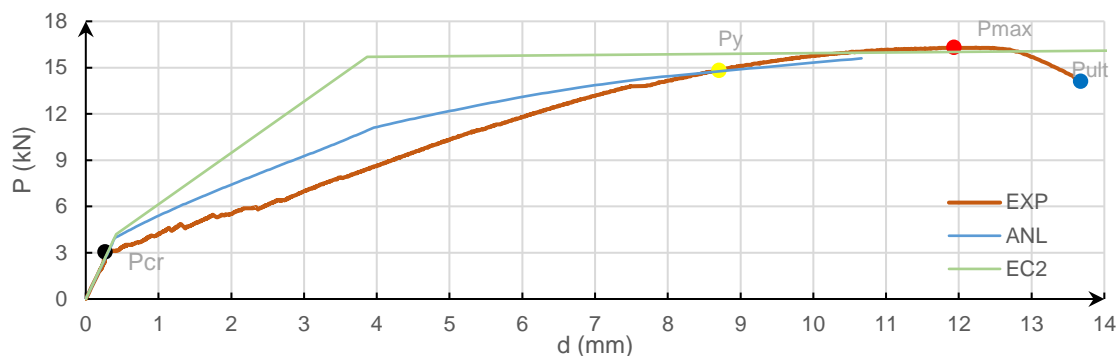


Figura 4.19 – Diagramas  $P-d$  experimental, numérico e teórico da Viga  $V4\phi4$ .

Quadro 4.16 – Valores dos deslocamentos e da rigidez da Viga  $V4\phi4$ .

	EXP	ANL	Desvio (%)	EC2	Desvio (%)
$d_{cr}$ (mm)	0,3	0,4	46	0,4	57
$d_y$ (mm)	8,7	6,3	28	3,9	56
$d_{max}$ (mm)	11,9	10,7	11	81,5	583
$d_{ult}$ (mm)	13,7				
$d_y/d_{cr}$ (mm)	32,5				
$d_{ult}/d_y$ (mm)	1,6				
$K_I$ (kN/mm)	9,7	9,8	2	10,0	3
$K_{II}$ (kN/mm)	1,5	1,9	25	3,3	116
$K_I/K_{II}$ (kN/mm)	6,3	5,1	18	3,0	52

#### 4.4.4. Viga $V4\phi8$

Para terminar o Capítulo 4, a Viga  $V4\phi8$  foi construída utilizando  $A_s = A_s' = 4\phi8$  ( $\rho = 1,34\%$ ). O ensaio da viga realizou-se 18 dias após a sua construção, com duração de 2 horas. A viga colapsou por escorregamento da armadura tracionada. Relativamente às fissuras no ensaio, a primeira foi detetada aos  $6kN$ . Relativamente ao valor correspondente do alongamento máximo medido na viga, este valeu  $\Delta L = 0,9\%$ .

Na Figura 4.20 apresentam-se os diagramas  $P-d$  da Viga  $V4\phi8$ . Esta viga apresentou um comportamento semelhante às vigas pertencentes ao Grupo 2, sendo do mesmo tipo de aço, A500NR. As estimativas das curvas teóricas afastam-se progressivamente da curva experimental ao longo da fase de fissuração. Do ponto de cedência das armaduras em diante, a viga apresentou uma ductilidade razoável, em virtude da rotura prematura. A flecha na rotura valia aproximadamente  $L/20$ .

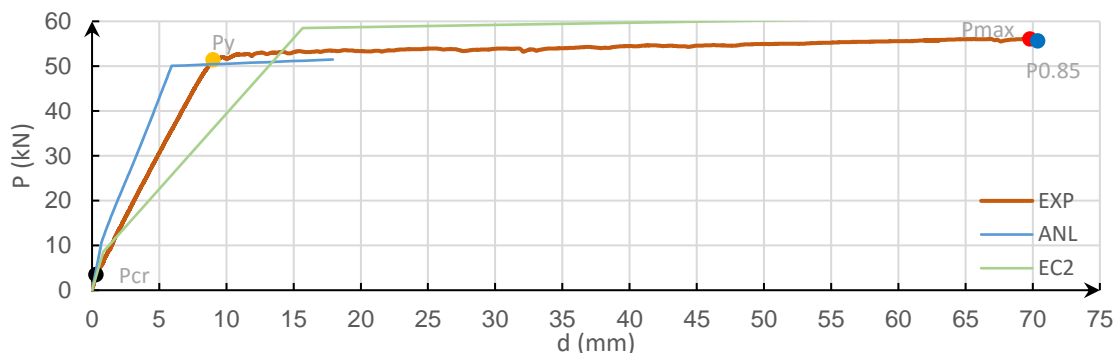


Figura 4.20 – Diagramas P-d experimental, numérico e teórico da Viga V4φ8.

No Quadro 4.17 apresentam-se os valores estimados das curvas  $P-d$ . Uma vez mais, os desvios no ponto de fissuração foram intoleráveis. Na cedência, a metodologia ANL foi a que melhor se aproximou. Importa referir a enorme amplitude da fase de fissuração relativamente à fase elástica, sendo esta 30 vezes superior. Relativamente à rigidez  $K_I$  os desvios são reduzidos e para  $K_{II}$  o desvio é considerável. De salientar o valor de  $K_I/K_{II} = 2,1$ , novamente inferior ao valor utilizado para o betão armado.

Quadro 4.17 – Valores dos deslocamentos e da rigidez da Viga V4φ8.

	<b>EXP</b>	<b>ANL</b>	<b>Desvio (%)</b>	<b>EC2</b>	<b>Desvio (%)</b>
<b><math>d_{cr}</math> (mm)</b>	0,3	0,8	167	0,8	181
<b><math>d_y</math> (mm)</b>	9,0	6,0	33	15,7	74
<b><math>d_{max}</math> (mm)</b>	69,8	21,2	70	241,5	246
<b><math>d_{ult}</math> (mm)</b>	70,4				
<b><math>d_y/d_{cr}</math> (mm)</b>	30,0				
<b><math>d_{ult}/d_y</math> (mm)</b>	7,8				
<b><math>K_I</math> (kN/mm)</b>	12,2	15,3	25	10,1	17
<b><math>K_{II}</math> (kN/mm)</b>	5,7	7,5	31	3,4	41
<b><math>K_I/K_{II}</math> (kN/mm)</b>	2,1	2,0	5	3,0	40

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Estudar a deformação de vigas construídas com metacaulino Castanho sujeitas a flexão foi a base para a elaboração deste Projeto de dissertação. Segue-se no presente capítulo uma análise global para as vigas em estudo. Inicialmente, serão analisados os aspetos mais importantes para a realização deste capítulo, seguindo-se a análise e as conclusões dos parâmetros considerados mais relevantes para o estudo da deformação. Completando o capítulo com uma comparação entre vários materiais, obtidos em trabalhos anteriores, realizados no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra.

### 5.1. Aspetos Gerais

Como referido anteriormente, pretende-se efetuar uma análise complementar dos resultados obtidos no Capítulo 4, comparando diversos parâmetros que interessam no estudo da deformação.

Para atingir o objetivo inicial, interessa efetuar esta análise considerando de forma adimensional os parâmetros em estudo. Para os pontos característicos, interessa analisar o ponto de fissuração  $d_{cr}$  e o ponto de cedência das armaduras  $d_y$ . A forma adimensional para estes pontos será dada por  $L/d_{cr}$  e  $L/d_y$ . Serão também analisados os quocientes  $d_y/d_{cr}$ , e  $d_{ult}/d_y$  que correspondem à amplitude das fases de desenvolvimento de fissuras e de plastificação, respetivamente.

No estudo da deformação importa também conhecer a rigidez das vigas nos Estados I e II; Para  $K_I$  e  $K_{II}$ , o seu coeficiente adimensional  $K'$  foi avaliado pela seguinte expressão:

$$K' = \frac{K \cdot L^3}{EI} \quad (5.1)$$

Onde  $K$  é a rigidez,  $L$  o comprimento do vão entre apoios ( $L=1,4m$ ) e  $EI$  a rigidez de flexão. Esta forma de adimensionalizar a rigidez teve por base os parâmetros intervenientes na equação da flecha da viga sujeita a cargas concentradas.

As variáveis independentes utilizadas na avaliação dos parâmetros também foram adimensionalizadas. Foram a taxa de armadura tracionada  $\rho$  e a taxa mecânica de armadura  $\omega$ . Para cada diagrama é apresentada a linha de tendência correspondente aos valores obtidos, por forma a permitir a aplicação da conclusão a outros casos.

Um dos elementos de análise mais utilizado neste capítulo será o coeficiente de dispersão, este é dado pela seguinte expressão:

$$CD = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \frac{[|y_{exp}(\rho_i) - y'(\rho_i)|]^2}{y_{exp}(\rho_i)^2}}{n}}}{n} \quad (5.2)$$

Onde  $y_{exp}(\rho_i)^2$  é o parâmetro obtido experimentalmente,  $y'(\rho_i)$  é o valor correspondente à reta de regressão linear, e  $n$  é o número de variáveis.

### 5.1.1. Quociente $L/d_{cr}$

No ponto de fissuração, os resultados dependem dos valores médios da resistência do material; no entanto não é possível adimensionalizar o valor nesse contexto.

Na Figura 5.1 apresentam-se dois gráficos. O primeiro, à esquerda, relaciona o quociente  $L/d_{cr}$  com a taxa de armadura tracionada  $\rho$ , e o gráfico à direita relaciona  $L/d_{cr}$  com a taxa mecânica de armadura  $\omega$ . Em ambos verifica-se uma grande dispersão dos valores, sendo que os valores obtidos para o coeficiente de dispersão valem aproximadamente  $CD_{\rho}=5,13\%$  e  $CD_{\omega}=5,1\%$ . Estes valores indicam que existe, por um lado, pouca fiabilidade na transposição destas conclusões, e por outro, pouca confiança nas estimativas de casos concretos.

Tendencialmente, o valor  $L/d_{cr}$  decresce em função do aumento das taxas de armadura ( $\rho$  e  $\omega$ ). Isto significa que, à medida que a percentagem de armadura na secção aumenta, verifica-se uma maior deformação no ponto de fissuração. Embora pouco decresça, este pequeno decréscimo corresponde de facto a um aumento ligeiro de resistência à medida que a quantidade de armadura aumenta.

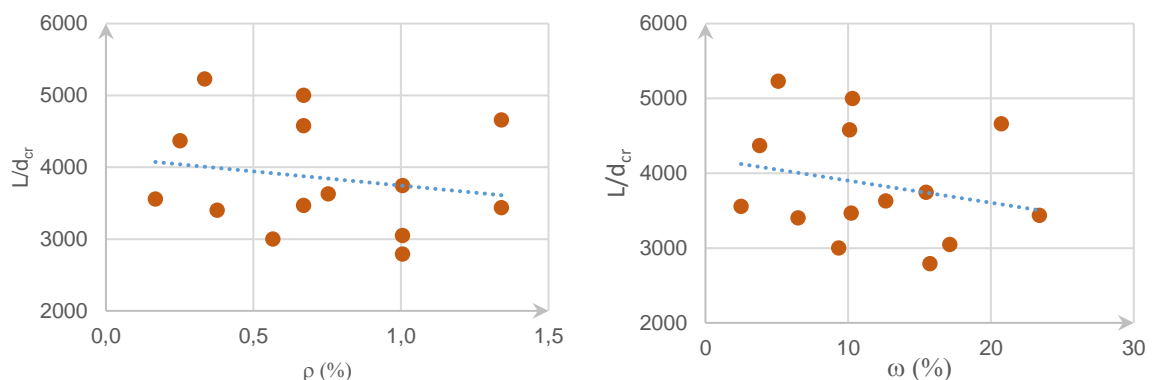


Figura 5.1- Diagramas  $L/d_{cr}$ - $\rho$  e  $L/d_{cr}$ - $\omega$ .



Recorrendo ao conceito de linhas de tendência, obtiveram-se as seguintes equações que permitem estimar o valor de  $L/d_{cr}$  em casos genéricos:

$$\frac{L}{d_{cr}} = -394\rho + 4139 ; \frac{L}{d_{cr}} = -29,6\omega + 4197 \quad (5.3)$$

Onde os valores da taxa de armadura da viga  $\rho$ , e da taxa mecânica de armadura  $\omega$  estão em percentagem. As equações indicam que com o aumento da percentagem de armadura, o valor de  $d_{cr}$  pouco se altera relativamente ao valor inicial. Por exemplo: o valor original na primeira equação vale  $0,34mm$ , para  $\rho=1\%$ , verifica-se um  $d_{cr}=0,37mm$ , i.e, para cada aumento de  $1\%$  de  $\rho$ , verifica-se um acréscimo de cerca de  $10\%$  no deslocamento de fissuração. Este acréscimo não é de realçar, tendo em conta que aumentar  $1\%$  na taxa de armadura é muito significativo. Em termos de taxa mecânica de armadura, esse acréscimo é inferior a  $10\%$ , por cada  $0,1$  de aumento de  $\omega$ .

### 5.1.2. Quociente $L/d_y$

No Estado II, os resultados dependem da área de armadura e da sua resistência. Neste caso, importa relacionar o valor  $d_y$  com  $\rho$  e  $\omega$ . Os quocientes  $L/d_y$ , em função do aumento das duas taxas de armadura  $\rho$  e  $\omega$ , são apresentados na Figura 5.2. Neste ponto verifica-se uma maior uniformidade nos valores obtidos. Os valores estimados para o coeficiente de dispersão foram  $CD_\rho=2,2\%$  e  $CD_\omega=2,1\%$ . Com o aumento dos valores das taxas de armadura  $\rho$  e  $\omega$ , verifica-se, claramente, uma tendência decrescente no diagrama. Isto significa que, com o aumento da percentagem de armadura na secção, o valor de  $d_y$  tem tendência a aumentar.

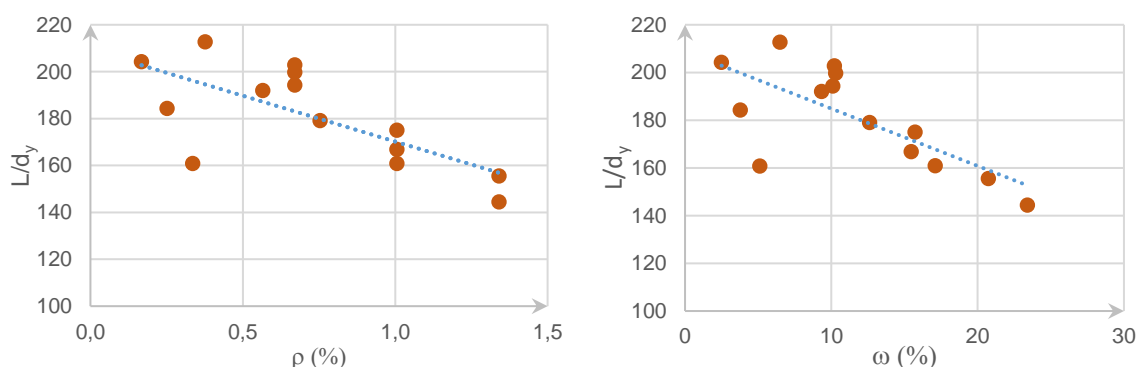


Figura 5.2- Diagramas  $L/d_y$ - $\rho$  e  $L/d_y$ - $\omega$ .

As linhas de tendência avaliadas para o cálculo deste parâmetro foram:

$$\frac{L}{d_y} = -39,1\rho + 209 ; \frac{L}{d_y} = -2,4\omega + 209 \quad (5.4)$$

Estas equações indicam que para o intervalo de  $\rho$  estudados, estes apresentam uma influência moderada. Por exemplo, para um aumento de  $\rho=1\%$ , o valor  $L/d_y$  tem um decréscimo de aproximadamente de 19%. No caso de  $\omega$  o decréscimo é de aproximadamente 12%, por cada 10% de  $\omega$ . Estes valores indicam um razoável aumento na capacidade de deformação da viga quando se aumenta a área de armadura tracionada.

### 5.1.3. Quociente $d_y/d_{cr}$

A amplitude da fase de desenvolvimento de fissuras é representado pelo quociente  $d_y/d_{cr}$ . Este fator é muito importante no estudo da deformação, uma vez que é nesta fase que se verificam as limitações referentes às deformações para os SLS. Na Figura 5.3, onde se apresentam os respectivos gráficos, verifica-se uma dispersão muito grande nos valores, em conformidade com a dispersão verificada no quociente  $L/d_{cr}$ . Verifica-se ainda uma tendência ligeiramente crescente na relação entre  $d_y/d_{cr}$  com o aumento de  $\rho$  e  $\omega$ . Nas vigas menos armadas ( $\rho < 0,38\%$ ) é mais evidente a evolução crescente da amplitude do Estado II. O quociente  $d_y/d_{cr}$  encontra-se num intervalo entre 16 e 33, e os valores obtidos para os coeficientes de dispersão valem  $CD_\omega=6,1\%$  e  $CD_\rho=6,2\%$ , respetivamente.

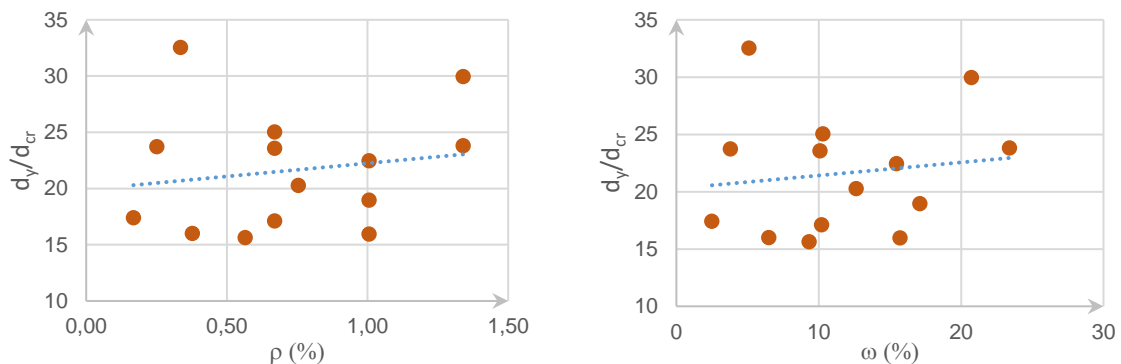


Figura 5.3- Diagramas  $d_y/d_{cr}-\rho$  e  $d_y/d_{cr}-\omega$ .

As equações das linhas de tendência obtidas para estimar os valores correspondentes a  $d_y/d_{cr}$  são:

$$\frac{d_y}{d_{cr}} = 2,34\rho + 20 ; \frac{d_y}{d_{cr}} = 0,11\omega + 20,3 \quad (5.5)$$

Ou seja para cada 1% de aumento da taxa de armadura tracionada na secção, verifica-se um aumento de cerca de 12% na amplitude deste quociente. Em termos de  $\omega$ , o aumento é inferior a 6% por cada 0,1 de  $\omega$ .

#### 5.1.4. Quociente $d_{ult}/d_y$

O fator de ductilidade é também importante para o estudo da deformação das peças resistentes das estruturas. No caso de serem submetidas a ações dinâmicas extremas, a ductilidade constitui o parâmetro mais importante para impedir a ruína da estrutura.

Na Figura 5.4 apresentam-se os gráficos correspondentes aos quocientes  $d_{ult}/d_y$ . Também nesta figura se verifica uma grande disparidade de valores. Os valores de  $d_{ult}/d_y$  variam entre 2 e 25 e os coeficientes de dispersão valem aproximadamente  $CD_\rho = CD_\omega = 82\%$ . De facto, a margem de confiança é muito pequena no cálculo deste parâmetro. No entanto, importa recordar os tipos de colapso verificados no Capítulo 4: a instabilidade na armadura de compressão; o escorregamento da armadura tracionada; a rotura na armadura tracionada. Todos estes problemas condicionam a ductilidade avaliada para a viga de uma forma que pode ser facilmente resolvida. Para além disso, alguns ensaios foram terminados antes de ocorrer a rotura.

De salientar ainda que, as vigas com menor percentagem de armadura ( $0,17\% < \rho < 0,34\%$ ), a armadura longitudinal foi construída com Aço do tipo A500ER, ou seja, a extensão média na tensão máxima é muito inferior relativamente aos aços do tipo A500NR, aproximadamente 1/10. Este aspeto condiciona inevitavelmente a ductilidade da viga, caso a rotura se verifique na armadura tracionada. Apesar de tudo, para os valores de  $\rho$  usuais, conclui-se que a ductilidade da viga não depende significativamente da armadura tracionada da secção.

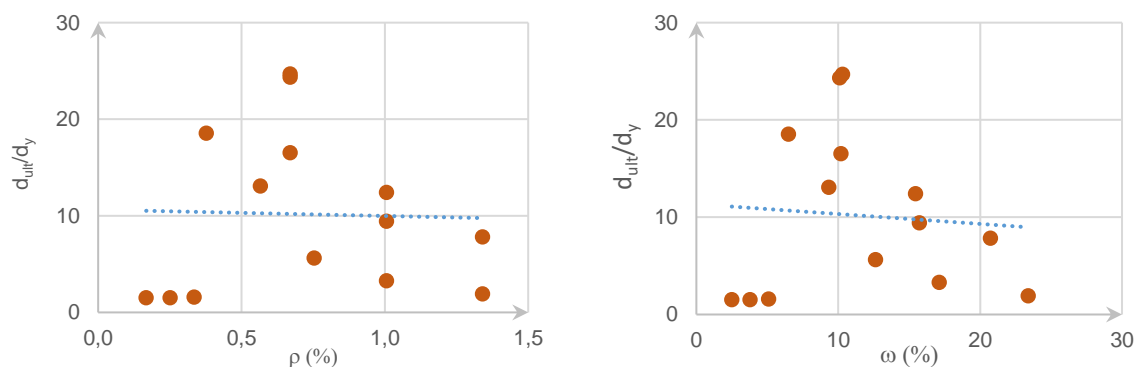


Figura 5.4- Diagramas  $d_{ult}/d_y$ - $\rho$  e  $d_{ult}/d_y$ - $\omega$ .

Para estimar o fator de ductilidade  $d_{ult}/d_y$ , julga-se não ser adequado indicar qualquer alternativa com base nos resultados apurados.

### 5.1.5. $K'_I$

A rigidez no Estado I é um fator importante para estimar o comportamento estrutural deste material. Na Figura 5.5 apresentam-se os valores referentes à rigidez adimensional  $K'_I$ . Neste caso, é evidente alguma uniformidade existente da rigidez com o aumento das taxas de armadura  $\rho$  e  $\omega$ . os valores de  $K'_I$  encontram-se no intervalo entre 0,067 e 0,05, e os coeficientes de dispersão obtidos para as duas curvas foram, respetivamente,  $CD_\rho=1,6\%$  e  $CD_\omega=1,7\%$ .

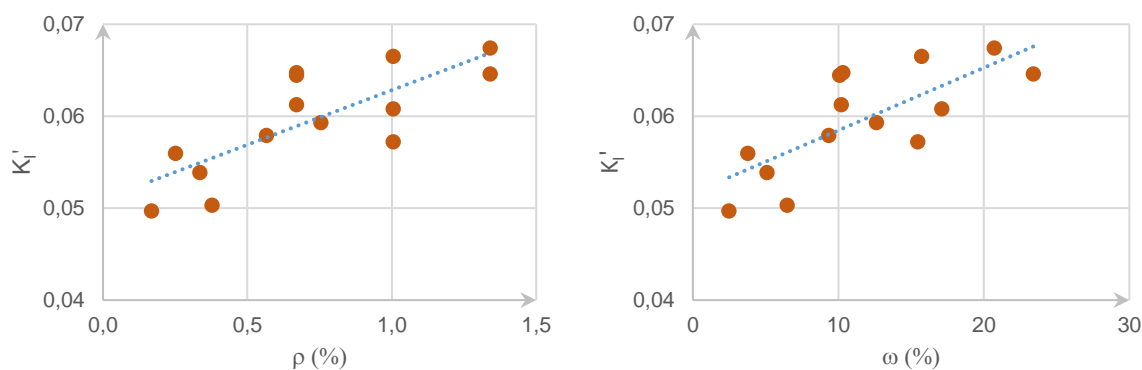


Figura 5.5- Diagramas  $K'_I$ - $\rho$  e  $K'_I$  - $\omega$ .

As equações correspondentes às linhas de tendências serão:

$$K'_I = 0,012\rho + 0,051 ; K'_I = 0,0007\omega + 0,052 \quad (5.6)$$

Estas equações indicam que para valores usuais de  $\rho$  (0,2% a 1,3%), e de  $\omega$  (2% a 23%), o valor de  $K'_I$  altera-se moderadamente relativamente aos valores iniciais 0,051 e 0,052, respetivamente. Por exemplo, para  $\rho=1,0\%$ ,  $K'_I$  vale aproximadamente 0,062, obtendo-se um acréscimo de aproximadamente 24% relativamente ao valor inicial. Em termos de  $\omega$ , o acréscimo é de 14% por cada 0,1 de  $\omega$ . Neste contexto, pode concluir-se que a quantidade de armadura utilizada influencia significativamente a deformação da viga ao longo da fase elástica.

### 5.1.6. $K'_{II}$

Neste ponto apresentam-se os valores da rigidez adimensional referente ao Estado II  $K'_{II}$ . Na Figura 5.6, onde os valores são apresentados, observa-se uma tendência crescente nos valores

obtidos experimentalmente como aumento de  $\rho$  e  $\omega$ , encontrando-se compreendidos entre 0,004 e 0,032. Relativamente aos coeficientes de dispersão, estes apresentam uma variabilidade reduzida,  $CD_{\rho}=6,3\%$   $CD_{\omega}=6,8\%$ .

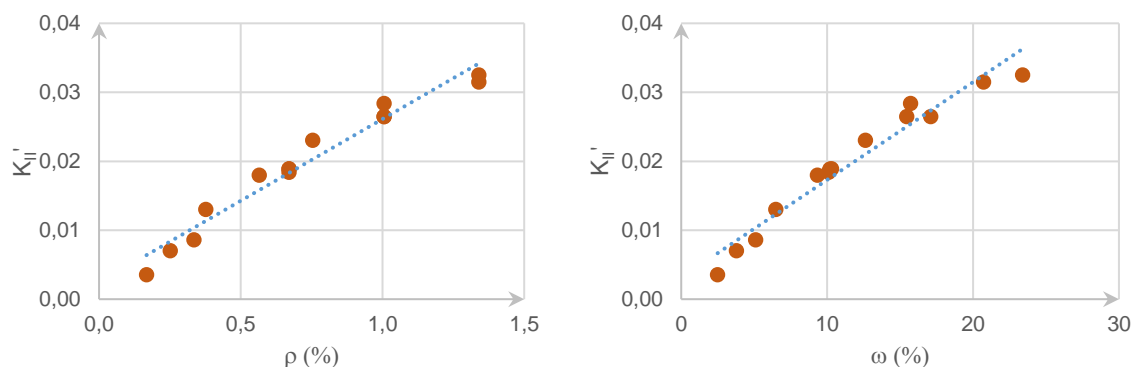


Figura 5.6- Diagramas  $K'_{II}-\rho$  e  $K'_{II}-\omega$ .

Seguidamente apresentam-se as equações das linhas de tendência, as quais mostram o comportamento da rigidez no Estado II em função do aumento da armadura na secção.

$$K'_{II} = 0,024\rho + 0,0024 ; K'_{II} = 0,0014\omega + 0,0031 \quad (5.7)$$

Na primeira equação verifica-se um aumento de  $K'_{II}$  de cerca de 100% por cada 0,1% de  $\rho$ . Na segunda verifica-se um aumento de aproximadamente 50% por cada 0,01 de  $\omega$ . Estes valores evidenciam uma grande influência da percentagem de armadura na avaliação da rigidez da fase de fissuração.

#### 5.1.7. $K_I/K_{II}$

Para terminar, são apresentados os resultados referentes ao quociente entre a rigidez no Estado I e a rigidez no Estado II. Este fator também é muito importante no estudo das deformações, tanto mais que não existem muitas estimativas para este quociente. Na Figura 5.7 apresentam-se os diagramas correspondentes a  $K_I/K_{II}-\rho$  e  $K_I/K_{II}-\omega$ , onde a cinza representa-se o valor indicado na norma EC2, para os valores usais de  $\rho$ .

Relativamente ao valor indicado no EC2, verifica-se um claro afastamento das vigas construídas com  $\rho$  inferiores; estes valores variam entre 6 e 14, o que faz com que a rigidez no Estado II tome valores muito inferiores à rigidez do Estado I. Para as armaduras com  $\rho$  superiores, é evidente o decréscimo existente no quociente  $K_I/K_{II}$  com o aumento da mesma.

Relativamente os valores de coeficientes de dispersão,  $CD_\rho=4\%$ ,  $CD_\omega=3,3\%$ , estes valores indicam alguma dispersão.

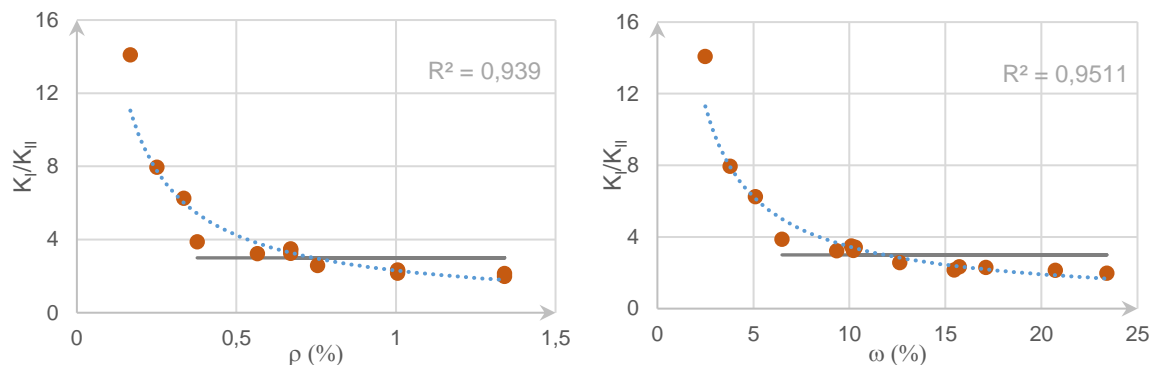


Figura 5.7- Diagramas  $K_I/K_{II}-\rho$  e  $K_I/K_{II}-\omega$ .

Neste caso optou-se por considerar uma equação potencial para a linha de tendência, uma vez que a equação linear não se ajustava adequadamente ( $R^2$  era muito reduzido). As equações potenciais que estimam o valor do quociente entre valores da rigidez do Estado I e II são dadas por:

$$\frac{K_I}{K_{II}} = 2,3\rho^{-0,8} ; \frac{K_I}{K_{II}} = 24,63\omega^{-0,852} \quad (5.8)$$

Relativamente ao valor sugerido pelo Eurocódigo 2 ( $K_I/K_{II}=3$ ), as equações demonstram grande variabilidade para percentagens de armaduras tracionada inferiores  $0,5\%$ . No intervalo de valores entre  $0,5\% > \rho > 1,0\%$  verifica-se uma razoável aproximação à sugestão do EC2, no entanto, quando a percentagem de armadura aumenta, o valor volta a afastar-se da constante 3. Por exemplo, para  $\rho=0,17\%$  a equação determina o valor 9,5, ou seja mais do triplo do valor sugerido, para  $\rho=1,3\%$  determina o valor 1,8, ou seja 60% do valor sugerido.

## 5.2. Comparação de resultados

Neste ponto pretende-se comparar os resultados estimados experimentalmente com outros três materiais, que foram elementos de estudo no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra. Esses materiais são: metacaulino de cor branca e Argamassa (Carreira (2014) e Ribeiro (2014)), estas vigas com dimensões iguais às utilizadas nesta dissertação; e vigas de Betão armado (elaborados por Carvalho (2009), Costa (2010), Rodrigues (2011) e Almeida (2012)), com dimensões de  $L=3m$  (2,75m de distância entre apoios), e secção  $b=20cm * h=30cm$ . Importa salientar, que esta análise será efetuada em termos adimensionais, não sendo relevante a diferença entre dimensões.

A análise consistirá na avaliação de três parâmetros,  $L/d_{cr}$ ,  $L/d_y$  e  $d_y/d_{cr}$ , em função da taxa mecânica de armadura  $\omega(\%)$ . nos diagramas poderão observar-se: a cor de laranja, os pontos referentes ao metacaulino Castanho (MC); a bege, os pontos correspondentes ao metacaulino Branco (MB); a cinza claro as vigas de argamassa (ARG); e a cinza escuro as vigas de betão armado.

Importa salientar, que estes valores correspondem a avaliações de curto prazo, i.e. não estão incluídos quaisquer efeitos diferidos (fluência e retração). Como se sabe, no âmbito do betão armado, estes efeitos são substanciais, sendo normal multiplicar os efeitos de curto prazo por 4. No caso dos geopolímeros não são conhecidos quaisquer efeitos de fluência, e desconhece-se por completo a possibilidade de existir retração.

### 5.2.1. Comparação de vários materiais; Ponto de fissuração

Na Figura 5.8 apresentam-se os resultados referentes aos diversos Materiais no diagrama  $L/d_{cr}-\omega$ . Os valores de BA apresentam-se com grande dispersão, no entanto, na esmagadora maioria os valores  $L/d_{cr}$  são ligeiramente superior aos verificados para MC. Relativamente aos valores de ARG e MB estes apresentam-se inferiores ao metacaulino Castanho.

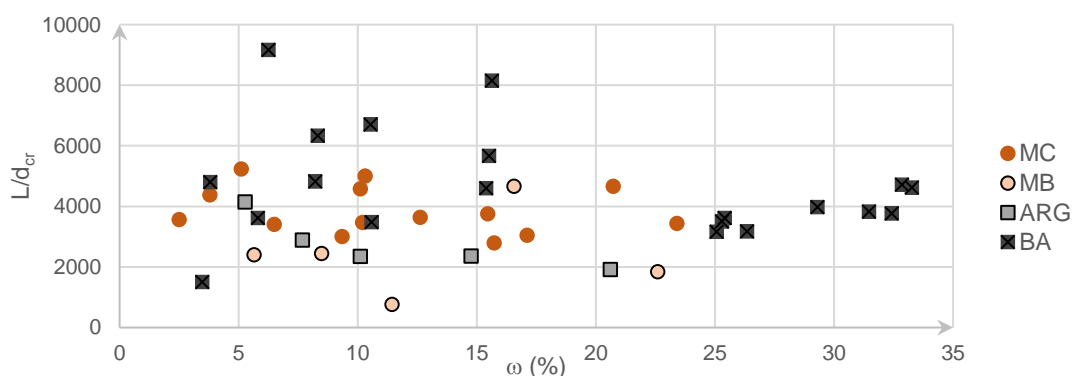


Figura 5.8- Diagrama  $L/d_{cr}-\omega$ .

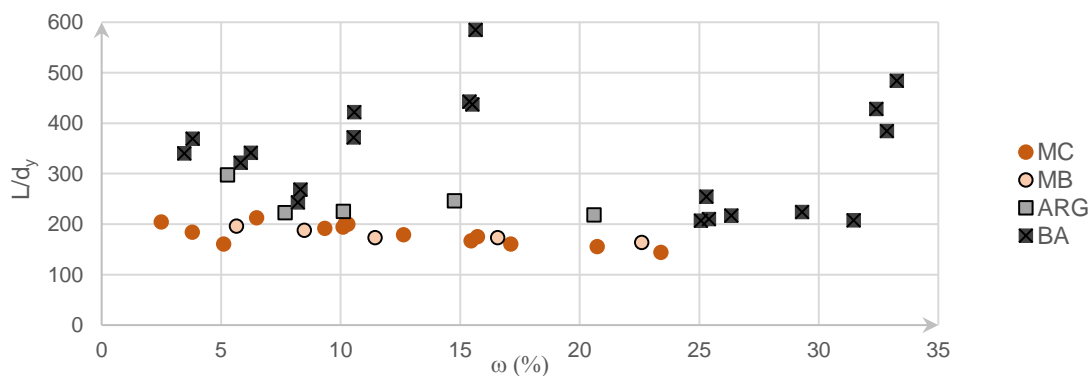
No Quadro 5.1 apresentam-se os intervalos relativos aos valores de  $L/d_{cr}$  para cada material. Observa-se que o ponto de fissuração nas vigas de BA ocorre para menores deformações  $d_{cr}$ ; segue-se o metacaulino castanho; o metacaulino branco revela os maiores valores de  $d_{cr}$ , próximos contudo dos da argamassa. Recorde-se, o módulo de elasticidade estimado para os metacaulinos vale cerca de metade do valor tabelado para o betão C20/25 e o valor médio obtido para a tensão de rotura à tração vale mais do dobro.

Quadro 5.1- valores obtidos no diagrama  $L/d_{cr}-\omega$ .

Material	Intervalo	$\omega$ (%)	$L/d_{cr}$
MC	Maior	23	5231
	Menor	2	2793
MB	Maior	23	4667
	Menor	6	765
ARG	Maior	21	4147
	Menor	5	1917
BA	Maior	33	9167
	Menor	3	1503

### 5.2.2. Comparação de vários materiais; Ponto de cedência

Relativamente ao diagrama  $L/d_y-\omega$  representado na Figura 5.9, observa-se que os metacaulinos apresentam menores valores ( $d_y$  superiores) relativamente aos cimentos. Estes resultados refletem a grande deformação existente nos metacaulinos, na fase de desenvolvimento de fissuras. Observa-se que com o aumento de  $\omega$  (%) os valores de  $L/d_y$  são quase constantes. No caso dos metacaulinos  $L/d_y \approx 200$ ,  $L/d_y \approx 300$  no caso dos betões, e  $L/d_y \approx 250$  no caso das argamassas.

Figura 5.9- Diagrama  $L/d_y-\omega$ .



No Quadro 5.2. apresentam-se os valores máximos e mínimos referentes ao quociente  $L/d_y$  para os 4 materiais em análise.

Quadro 5.2- valores obtidos no diagrama  $L/d_y-\omega$ .

Material	Intervalo	$\omega$ (%)	$L/d_y$
MC	<b>Maior</b>	23	213
	<b>Menor</b>	2	144
MB	<b>Maior</b>	23	196
	<b>Menor</b>	6	164
ARG	<b>Maior</b>	21	298
	<b>Menor</b>	5	218
BA	<b>Maior</b>	33	585
	<b>Menor</b>	3	207

### 5.2.3. Comparação de vários materiais; fase de fissuração

Na Figura 5.10 apresenta-se a variação do quociente  $d_y/d_{cr}$  em função da taxa mecânica de armadura  $\omega$ (%). Observa-se que a maior amplitude existente na fase de desenvolvimento de fissuras relativamente à fase elástica, ocorre para as vigas de Metacaulino castanho. A esmagadora maioria dos resultados obtidos para o Metacaulino Castanho encontram-se entre 30 e 16. Estes valores refletem a maior ductilidade existente neste material relativamente as vigas de BA.

Neste contexto, importa salientar um aspeto importante, relacionado com a metodologia EC2. De facto, recorde-se, o valor  $d_y$  foi estimado tendo em conta 2 aspetos: o valor da carga  $P_y$  e a rigidez  $K_{II}=K_I/3$ . Pelos resultados expostos, poderia ser facilmente estimado admitindo muito simplesmente  $d_y \approx 20 * d_{cr}$ . Esta estimativa seria muito mais eficaz.

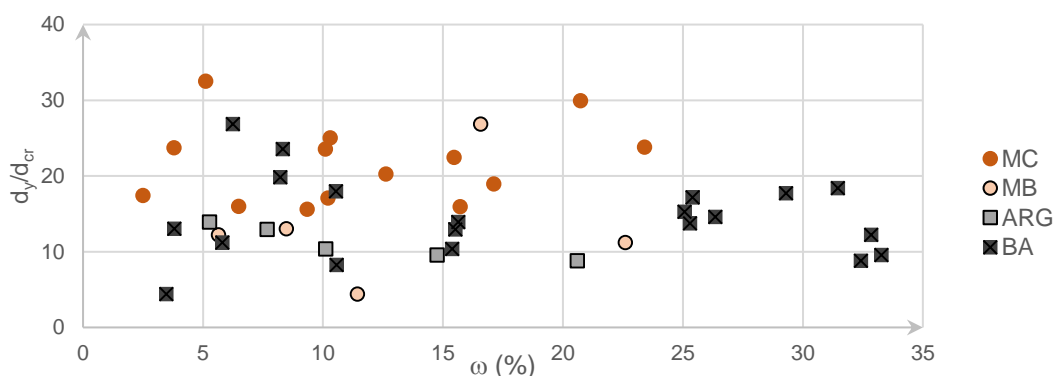


Figura 5.10- Diagrama  $d_y/d_{cr}-\omega$ .

#### 5.2.4. Comparação de vários materiais; quociente $K_I/K_{II}$

Relativamente ao quociente  $K_I/K_{II}$  importa salientar, que não foram encontrados resultados relativos aos valores de rigidez para as vigas usuais de Betão armado.

Na Figura 5.11 são apresentados os valores deste quociente relativos ao trabalho realizado por Ribeiro (2014), conjuntamente com os resultados obtidos neste trabalho. Verifica-se um comportamento semelhante para os 3 materiais.

Observa-se que para  $\omega$  inferiores a  $0,1$ , os valores afastam-se do valor sugerido pela norma, referenciada pela linha tracejada (a preto). Este afastamento aumenta à medida que  $\omega$  decresce. No entanto, com o aumento da taxa mecânica de armadura, os valores estabilizam para valores próximos de 2. A equação potencial estimada para o metacaulino castanho (a azul) ajusta-se para a nuvem de resultados verificada nos 3 materiais. Estes valores refletem claramente o comportamento verificado no diagrama  $K_I/K_{II}$ , podendo esta equação estimar adequadamente este quociente em trabalhos futuros.

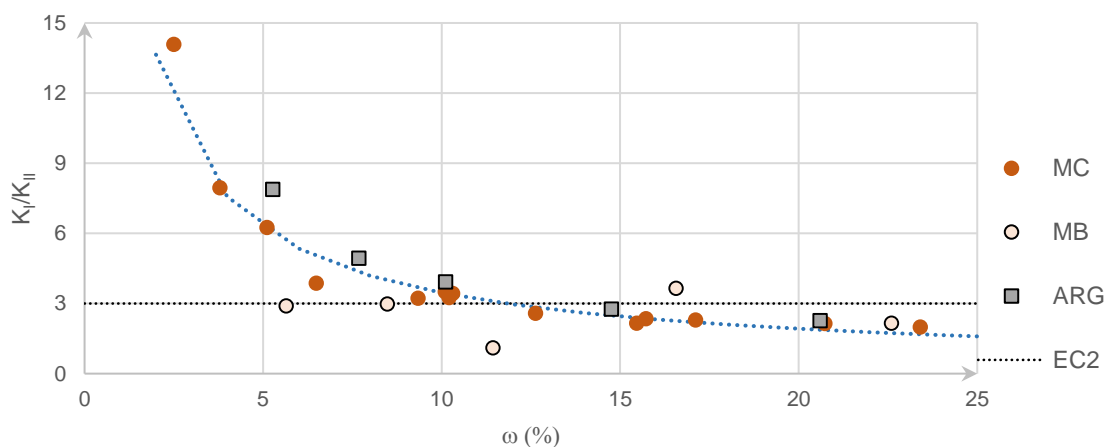


Figura 5.11- Diagrama  $K_I/K_{II}$ - $\omega$ .

## 6. CONCLUSÕES

Neste capítulo serão apresentadas as principais conclusões referentes à realização deste projeto de dissertação. Seguindo-se a apresentação de propostas para a realização de trabalhos futuros, de forma a ser dada continuidade ao estudo efetuado.

### 6.1. Principais conclusões

Relativamente ao trabalho, importa referir que de uma forma geral foram cumpridos os objetivos propostos relativamente à deformação de vigas construídas com Metacaulino de cor castanha. Importa salientar que os resultados aqui apresentados não poderão ser assumidos como definitivos, apenas podem servir como comparação em trabalhos futuros. Seguidamente serão apresentadas as conclusões principais.

Relativamente ao material, de um modo geral este apresentou um comportamento promissor para a sua utilização em elementos estruturais. O módulo de elasticidade, apresentou-se aproximadamente com metade do valor dos betões de classe C20/25. Para o valor médio de tensão de rotura a tração, verificou-se aproximadamente o dobro do valor dos betões da mesma classe.

No ponto de fissuração, este material apresenta valores muito dispersos, não sendo possível obter uma relação de elevada consistência em função da percentagem de armadura existente na secção; no entanto verificou-se uma ligeira tendência crescente no deslocamento  $d_{cr}$  com o aumento da percentagem de armadura. Os valores determinados para  $d_{cr}$  variavam entre  $0,3mm$  e  $0,5mm$ . No que diz respeito às metodologias teóricas utilizadas para estimar este ponto (EC2 e ANL), demonstraram algumas condicionantes.

No ponto de cedência das armaduras, o geopolímero apresentou-se com uma grande deformação, relativamente aos valores observados para as vigas de betão armado. Com o aumento da armadura verificou-se tendencialmente um aumento do deslocamento no ponto de cedência das armaduras.

No quociente  $d_y/d_{cr}$ , que define a amplitude da fase de desenvolvimento de fissuras em relação ao Estado elástico, este apresentou valores variando entre  $16$  e  $33$ , demonstrando grande amplitude nesta fase. Apesar da grande dispersão de valores, a linha de tendência determinada apresentou-se decrescente com o aumento da percentagem de armadura na secção.

Para o fator de ductilidade  $d_{ult}/d_y$ , os valores determinados experimentalmente não permitiram tirar conclusões, em que a principal causa desta dispersão deve-se aos problemas apontados no Capítulo 4.

Relativamente aos valores estimados para a rigidez no Estado I, verificou-se alguma consistência nos valores determinados. Com o aumento das percentagens de armadura verificou-se uma tendência crescente nos valores da rigidez  $K_I$ . Relativamente à rigidez no Estado II os resultados também apresentaram uma tendência crescente com o aumento da percentagem de armadura na secção; no entanto, o valor do coeficiente de dispersão foi superior ao valor obtido para  $K_I$ .

No quociente entre rigidez do Estado I e rigidez no Estado II, verificou-se que para percentagens inferiores ao limite regulamentar, estas verificavam valores muito superiores ao valor sugerido na norma EC2. Para a percentagens de armaduras usuais, os valores apresentados tomaram valores aceitáveis e próximos dos valores sugeridos na norma. Ainda assim, para  $\rho > 1\%$  esses valores tendencialmente decresceram (para  $\rho = 1,3\%$ ,  $K_I/K_{II} = 1,8$ ). Relativamente a este aspeto, que recorde-se, esteve na base da estimativa para o deslocamento na cedência  $d_y$ , importa referir que este valor pode ser facilmente estimado admitindo muito simplesmente  $d_y \approx 20 * d_{cr}$ . Esta estimativa é muito mais prática e eficaz.

## 6.2. Trabalhos futuros

Sendo este um trabalho introdutório ao estudo da deformação em vigas construídas com geopolímeros, importa aprimorar os resultados, corrigindo eventuais erros cometidos no trabalho experimental; desde logo a colocação dos estribos. Também seria importante fazer esta análise para vigas com dimensões superiores, ou seja, analisar o comportamento deste material para dimensões comuns em elementos estruturais, bem como analisar o comportamento deste material quando sujeito a outros esforços.

No processo de construção das vigas, foram apresentadas diversas questões relativas às características do material em estudo, tais como: o tempo de endurecimento do material; a evolução das suas propriedades com o tempo, o módulo de elasticidade e a tensão de rotura à tração e compressão; os fenómenos de retração e fluência deste material; e os efeitos da temperatura nas propriedades do material. Relativamente à ativação alcalina, a influência destes parâmetros permanece algo desconhecida.

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, C. (2012). “Deformação de Vigas de Betão Armado Axialmente Restringidas”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Appleton, J. (2013). “Estruturas de Betão – Volume 1”. 1ª Edição, Edições Orion, Amadora.
- ARGECO. (s.d.). Obtido de ARGECO: @<http://www.argeco.fr.>, consultado em Abril de 2016, Bordéus, França.
- Barbosa, M. (2010). Análise de Flechas em Vigas de Concreto Armado. Ceará, Fortaleza: Monografia no curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará.
- Beeby, A., Narayanan, R. (1995). “Designers Handbook to Eurocode 2. Part 1.1: Design of Concrete Structures”. Tomas Telford, London.
- Carvalho, V. (2009). "Deformação em Vigas de Betão Armado". Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização de Estruturas: Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Carreira, N. (2014). “Deformação de vigas construídas com geopolímeros”. Tese de Mestrado em Engenharia civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Costa, A., Appleton, J. (2002). “Estruturas de Betão - Parte 2”. Lisboa: IST.
- Costa, R. (2010). “Deformações em Vigas de Betão Armado - O Efeito do tipo de armadura”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Davidovits, J. (2013). “Geopolymer Cement, a review”. Institute Geopolymere.
- EN1992-1-1 (2004). “Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios”. CEN, Bruxelas.
- Gonçalves, A. (2014). “Fendilhação de vigas construídas com geopolímeros”. Tese de Mestrado em Engenharia civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Lima, D., Coelho, T., & Mun., M. (1985). “Betão Armado, Esforços Normais e de Flexão”. LNEC, Lisboa.

- 
- Lou, T., Lopes, S., Lopes, A. (2014); "FE modeling of inelastic behavior of reinforced high-strength concrete continuous beams"; *STRUCTURAL ENGINEERING AND MECHANICS*, An International Journal, Volume 49, Issue 3, Pages: 373-393.
- MacGregor, J., (1992). "Reinforced Concrete, Mechanics & Design". Prentice Hall, New Jersey.
- NP EN196-1 (2006). "Métodos de ensaio de cimentos – Parte 1: Determinação das resistências mecânicas". Instituto Português de Qualidade, Caparica.
- NP EN10002-1 (2006). "Materiais metálicos. Ensaio de tracção – Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente". Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- NP EN12390-3 (2011). "Ensaio do betão endurecido – Parte 3: Resistência à compressão de provetes". Instituto Português de Qualidade, Caparica.
- NP EN12390-5 (2009). "Ensaio do betão endurecido – Parte 5: Resistência à flexão de provetes". Instituto Português de Qualidade, Caparica.
- Pinto, A. (2004). "Sistemas ligantes obtidos por activação alcalina do metacaulino". Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Braga.
- Pinto, A. (2002). "Geopolímeros. O betão do futuro para a construção sustentável", Seminário Construção Sustentável, Braga, pp.1-12.
- Rashad, A. M. (2013). "Metakaolin as cementitious material: History, scours, production and composition – A comprehensive overview". *Construction and Building Materials*, Volume 41, pp.303 – 318.
- Ribeiro, J. (2014). "Resistências de vigas construídas com geopolímeros". Tese de Mestrado em Engenharia civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Rodrigues, R. (2011). "Deformação de Vigas de Betão Armado Restringidas Axialmente". Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Torgal, F. e Jalali, S. (2010). "Eco-Eficiência dos Materiais de Construção". *Revista APCMC* 147, Associação Portuguesa dos Comerciantes de Materiais de Construção, pp. 46-53.
- Torgal, F. e Jalali, S. (2010a). "Ligantes obtidos por activação alcalina. Parte 1- Durabilidade". *Revista de Engenharia Civil-Universidade do Minho*, Nº37, pp. 53 - 62.
- Torgal, F. e Jalali, S. (2010b). "Ligantes obtidos por activação alcalina. Parte 2- Benefícios ambientais". *Revista de Engenharia Civil-Universidade do Minho*, Nº37, pp.63 – 73.
-