



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

# **Deformação em Vigas Construídas com Geopolímeros**

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

**Autor**

**Nélia Marisa da Silva Carreira**

**Orientador**

**Prof. Doutor Adelino Vasconcelos Lopes**

**Prof<sup>a</sup>. Doutora Maria Isabel Moita Pinto**

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

**Coimbra, Março, 2015**

## AGRADECIMENTOS

Para a realização desta dissertação dediquei um enorme esforço próprio, contudo sem a contribuição e apoio de várias pessoas não teria sido possível. Por isso, deixo aqui o meu agradecimento:

Ao Professor Doutor Adelino Lopes, que sempre se demonstrou disponível, interessado e paciente, durante a realização do presente documento e também na preparação e execução do trabalho experimental em si. Um enorme agradecimento, pelo permanente acompanhamento, apoio, conhecimentos transmitidos, pelos conselhos e sugestões. Tornando-se numa referência para a minha vida futura.

À Professora Doutora Isabel Pinto e ao Professor Doutor Sérgio Lopes, pela disponibilidade, apoio e todos os conhecimentos transmitidos.

Aos colegas Andreia Gonçalves e Joaquim Ribeiro, os quais intervieram diretamente nesta dissertação, agradeço pelo companheirismo e espírito de equipa sempre demonstrado.

Aos funcionários do Laboratório de Construções, Estruturas e Mecânica Estrutural do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC pela constante ajuda sempre que necessário.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra pelos ensinamentos transmitidos.

A todos os meus amigos um enorme agradecimento, pela constante motivação e apoio. Em especial aos da “Conversa de café”, mesmo longe conseguem estar perto e dar-me forças para não desistir.

Por último, agradeço incondicionalmente aos meus pais, Rui e Lisilda, e ao meu irmão, Filipe, pelo apoio, motivação, confiança, paciência e carinho sempre demonstrados ao longo de todos estes anos. Sem eles com certeza que não teria sido possível.

A todos, o meu muito obrigada!

## RESUMO

O cimento Portland normal é o ligante mais utilizado na construção civil do mundo desenvolvido. Contudo, não se pode ignorar a energia consumida na sua produção, nem a enorme quantidade de gases poluentes gerada. Ou seja, há a necessidade de arranjar soluções alternativas que sejam sustentáveis do ponto de vista ambiental. As marcas que permanecem desde a antiguidade onde foi utilizada activação alcalina, fazem crer que os materiais ativados alcalinamente, também designados por geopolímeros, são possíveis substitutos ao tradicional betão de cimento.

Nesta dissertação, pretende-se estudar a possibilidade da utilização de um material ativado alcalinamente em elementos estruturais. Deste modo, o trabalho, de índole experimental, incide na avaliação da deformação à flexão simples, de vigas simplesmente apoiadas, sujeitas a duas cargas simetricamente colocadas. Para isso, construíram-se 15 vigas, das quais, 5 utilizando o ligante metacaulino, 5 o ligante cinzas volantes e as restantes 5 de argamassa tradicional para comparação dos resultados obtidos.

O principal objetivo da presente dissertação consiste em avaliar a deformação destas vigas, nos diversos estados do comportamento estrutural. Importa ainda verificar da capacidade das metodologias teóricas para estimar estas deformações.

As vigas cujo ligante foram as cinzas volantes revelaram não possuir as características necessárias para ser alternativa em elementos estruturais. As vigas cujo ligante foi o metacaulino apresentam um comportamento semelhante ao das vigas de argamassa.

Importa referir que, este trabalho se classifica como exploratório, e portanto, as conclusões apresentadas não são definitivas, sendo necessário a realização de mais estudos.

## ABSTRACT

The normal Portland cement is the most used binder in construction industry in the developed world. However, attention should be given to both the energy consumption during production, and the great amount of greenhouse gases generation. Therefore there is a need of alternative solutions sustainable from the environmental point of view. The marks remaining since ancient times in which alkaline activation was used, makes believing that the alkali-activated materials, also known as geopolymers may eventually be substitutes for traditional cement concrete.

In this dissertation, it is intend to study the possibility of using a alkali-activated material as a structural element. Thus, the experimental work is concerned on the evaluation of the simple bending deformation of simply supported beams, under two symmetrical loads. For this, 15 beams were built, 5 of which with a metakaolin binder, 5 with fly ash binder and the remaining 5 with the traditional mortar, this last group to allow comparison of the results.

The main objective of this dissertation is the evaluation of the deformation of beams, in different stages of the structural behaviour. It is also important to determine the capacity of theoretical methodologies to estimate these deformations.

The beams with fly ash as the binding do not seem to have the necessary characteristics to constitute alternative structural elements. The beams with metakaolin ligand show a similar behaviour to that of mortar beams.

It should be pointed out that this work is an exploratory work and therefore the conclusions presented here cannot be considered definitive and more studies should be carried out.

---

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO .....	ii
ABSTRACT .....	iii
ABREVIATURAS.....	vii
SIMBOLOGIA.....	viii
1 INTRODUÇÃO .....	1
1.1 Objetivos .....	2
1.2 Organização do documento .....	2
2 ENQUADRAMENTO TEÓRICO.....	4
2.1 Cimentos antigos versus cimentos modernos do tipo Portland .....	4
2.2 Ativação alcalina.....	5
2.2.1 Metacaulino .....	8
2.2.2 Cinzas volantes.....	9
2.2.3 Ativadores .....	9
2.2.4 Misturas.....	9
2.3 Comportamento geral de uma viga de betão armado.....	10
2.4 Metodologias para o cálculo das deformações .....	11
2.4.1 Análise não linear (ANL) .....	12
2.4.2 Eurocódigo 2 (EC2) .....	13
2.5 Generalidades sobre deformação .....	14
2.5.1 Limite ELS de deformação .....	15
2.5.2 Efeitos diferidos.....	15
3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL.....	16
3.1 Descrição e construção das vigas.....	16
3.2 Caracterização dos materiais .....	19
3.2.1 Aço.....	19

---

3.2.2	Areia .....	20
3.2.3	Cimento Portland .....	21
3.2.4	Cinzas Volantes.....	21
3.2.5	Metacaulino .....	21
3.2.6	Ativador .....	21
3.3	Composição da mistura.....	22
3.3.1	Argamassa de cimento .....	22
3.3.2	Mistura de cinzas.....	23
3.3.3	Mistura de metacaulino .....	25
3.4	Esquema de ensaio e instrumentação .....	26
4	RESULTADOS .....	29
4.1	Aspectos gerais.....	29
4.2	Vigas insuficientemente armadas .....	31
4.2.1	Viga ARG1 .....	31
4.2.2	Viga META1 .....	33
4.2.3	Viga CIN1 .....	35
4.3	Vigas fracamente armadas.....	36
4.3.1	Viga ARG2 .....	36
4.3.2	Viga META2 .....	38
4.3.3	Viga CIN2 .....	40
4.4	Vigas pouco armadas .....	42
4.4.1	Viga ARG3 .....	42
4.4.2	Viga META3 .....	44
4.4.3	Viga CIN3 .....	46
4.5	Vigas normalmente armadas .....	46
4.5.1	Viga ARG4 .....	46
4.5.2	Viga META4 .....	48
4.5.3	Viga CIN4 .....	50
4.6	Vigas suficientemente armadas .....	51
4.6.1	Viga ARG5 .....	51
4.6.2	Viga META5 .....	52

---

---

4.6.3	Viga CIN5 .....	54
5	ANÁLISE COMPLEMENTAR.....	56
5.1	Relação comprimento-deslocamento.....	56
5.1.1	Quociente $L/d_{cr}$ .....	57
5.1.2	Quociente $L/d_y$ .....	58
5.1.3	Relação entre o $d_y$ e $d_{cr}$ .....	59
5.2	Análise comparativa entre cargas limite.....	60
6	CONCLUSÕES.....	65
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	67

**ABREVIATURAS**

ANL	Análise Não Linear
ARG	Argamassa
BA	Betão Armado
CIN	Cinzas
CPN	Cimento Portland Normal
EC2	Eurocódigo 2
ER	Enformado a frio (aço)
EXP	Experimental
FCTUC	Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra
NR	Laminado a quente (aço)
META	Metacaulino
<i>P-d</i>	Diagrama carga-deslocamento
ELS	Estados Limites de Serviço
ELU	Estados Limites Últimos

## SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas latinas:

$A_s$	Área da secção da armadura longitudinal de tração
$A_s'$	Área da secção da armadura longitudinal de compressão
$A_{sw}$	Área da secção da armadura transversal
$b$	Largura da secção transversal
$d$	Altura útil da secção transversal
$d_{cr}$	Deslocamento de fissuração
$d_{máx}$	Deslocamento de carga máxima
$d_{últ}$	Deslocamento último
$d_y$	Deslocamento de cedência
$E_c$	Módulo de elasticidade do betão
$E_{c,eff}$	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 do betão à compressão
$f_{cm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_{fm}$	Valor médio da tensão de rotura das cinzas volantes à compressão
$f_{mm}$	Valor médio da tensão de rotura do metacaulino à compressão
$f_{sum}$	Tensão média de rotura à tração do aço
$f_{sy}$	Valor da tensão de cedência do aço
$f_{sym}$	Valor médio da tensão de cedência do aço
$h$	Altura da secção transversal
$I$	Momento de inércia da secção

---

L	Comprimento
$K_I$	Rigidez no Estado I
$K_{II}$	Rigidez no Estado II
$K_{III}$	Rigidez no Estado III
M	Momento flector
$M_{cr}$	Momento flector de fissuração
$M_{m\acute{a}x}$	Momento flector de carga máxima
$M_y$	Momento flector de cedência
P	Carga aplicada
$P_{cr}$	Carga de fissuração
$P_{m\acute{a}x}$	Carga máxima
$P_y$	Carga de cedência
$P_{\acute{u}lt}$	Carga última da viga, correspondente a 85% da carga máxima
1/r	Curvatura numa determinada secção
V	Esforço transversal
$W_c$	Módulo de flexão da secção bruta de betão
x	Profundidade do eixo neutro

Letras gregas:

$\epsilon_{su}$	Extensão última do aço à tração
$\rho$	Taxa de armadura de tração
$\rho'$	Taxa de armadura de compressão
$\mu$	Momento reduzido
$\phi$	Diâmetro varão do aço
$\omega$	Taxa mecânica de armadura
$\varphi(\infty, t_0)$	Valor final do coeficiente de fluência

## 1 INTRODUÇÃO

É significativa a energia despendida na produção do Cimento Portland Normal CPN, utilizado quase em exclusivo como ligante de inertes do Betão Armado BA. É também conhecida a considerável quantidade de dióxido de carbono libertada no meio ambiente, cujos impactos têm sido relatados nos meios de informação comuns. É neste contexto que a pretendida construção sustentável está em causa, para não afirmar que não é possível obtê-la. Estes aspetos contribuem para a preocupação de estudar alternativas ao ligante mais utilizado, o CPN (Pinto, 2006).

Relativamente às obras da Antiguidade Clássica, sabe-se que não eram construídas com pedras naturais, nem com cimento Portland. Contudo, provaram apresentar uma elevada resistência do ponto de vista mecânico, apresentando uma boa durabilidade e estabilidade (Pinto, 2006). Chega-se então aos materiais ativados alcalinamente, também designados por geopolímeros, que se apresentam como substituto possível ao ligante CPN (Torgal, Gomes e Jalali, 2007). Refere-se ainda que, os ligantes geopoliméricos apresentam algumas vantagens em relação ao CPN, a nível ambiental, apresentam uma vida útil superior e apresentam um nível de emissões de carbono, quase 7 vezes inferior ao do cimento Portland (Davidovits, 2002).

Presentemente, existe uma vasta bibliografia sobre ligantes ativados alcalinamente, onde são afirmadas diversas vantagens na sua utilização (Pinto, 2006). Contudo, em relação a elementos estruturais construídos com ligantes ativados alcalinamente, em substituição do CPN, não foi encontrada qualquer informação na bibliografia, não sendo conhecido o comportamento de um elemento estrutural sujeito a flexão simples. Salienta-se também que, relativamente à regulamentação existente, esta apenas se refere ao tradicional betão de cimento, não englobando betões ativados alcalinamente.

Pelos factos expostos até aqui, não interessa investir apenas no estudo do comportamento de materiais ativados alcalinamente; importa conhecer também o comportamento de estruturas construídas com este material, nomeadamente no que diz respeito à capacidade resistente, à deformação e à fendilhação.

Assim sendo, a presente dissertação focou-se no estudo das deformações de vigas construídas com geopolímeros. Uma das questões pertinentes resulta do confronto dos resultados obtidos com os resultados de vigas de argamassa, cujas metodologias para a análise de deformações são conhecidas.

## 1.1 Objetivos

Um dos objetivos da presente dissertação consiste em estudar a possibilidade da substituição do ligante cimento Portland por ligantes ativados alcalinamente, conhecidos por geopolímeros; neste caso irá recorrer-se ao metacaulino e às cinzas volantes. De uma forma geral, interessa, em particular, avaliar a deformação destas vigas, submetidas essencialmente à flexão, nos diversos estados de comportamento estrutural, comparando-os com os de vigas construídas com materiais já conhecidos e estudados.

Para atingir os objetivos mencionados anteriormente, começou-se por recorrer a um procedimento experimental, no qual foram construídos 3 grupos de 5 vigas cada. De grupo para grupo, as vigas variam no material, sendo que, 5 foram construídas com ligante cimento Portland, 5 com ligante metacaulino e as últimas 5 com cinzas volantes. Dentro de cada grupo de vigas, fez-se variar apenas a armadura traccionada de modo a cobrir uma gama de valores usuais, havendo repetição das armaduras de grupo para grupo. As dimensões são iguais para todas as vigas, sendo estas cerca de metade das dimensões habitualmente utilizadas em laboratório e na construção.

Posteriormente à construção das vigas, realizaram-se os ensaios experimentais de flexão simples até à rotura. As vigas foram simplesmente apoiadas e solicitadas por duas acções simetricamente colocadas. Este esquema permitiu avaliar os parâmetros necessários para proceder à avaliação do comportamento estrutural das vigas.

Além da análise experimental, importa também estimar teoricamente o comportamento das vigas construídas com os novos materiais. A confirmação das estimativas presentes na regulamentação existente para elementos estruturais construídos com o tradicional betão de cimento consiste no primeiro objetivo. O segundo está relacionado com a adaptabilidade destas metodologias aos novos materiais.

Por fim, importa referir que, paralelamente ao estudo desta dissertação, que foca essencialmente a deformação em vigas, os ensaios experimentais realizados serviram também para avaliar o comportamento das mesmas em termos de resistência e de fendilhação. O estudo da resistência foi realizado por Ribeiro (2014) e o da fendilhação por Gonçalves (2014).

## 1.2 Organização do documento

O trabalho realizado no âmbito da presente dissertação foi organizado em 6 capítulos.

O presente capítulo é introdutório à dissertação e tem como objetivo introduzir e descrever o tema e ainda apresentar os objetivos e a forma como serão atingidos.

Os conceitos associados à activação alcalina e aos ligantes utilizados neste trabalho, assim como, os conceitos teóricos necessários para o estudo do comportamento da deformação de

---

vigas de betão armado sujeitas a flexão, que serviram de base para as diferentes metodologias utilizadas, são expostos no Capítulo 2.

No Capítulo 3 caracterizam-se as vigas ensaiadas, os materiais, o procedimento experimental, as dificuldades encontradas ao longo da construção e dos ensaios e ainda o esquema de carregamento utilizado na realização dos ensaios.

No Capítulo 4 faz-se a apresentação e a análise dos resultados. Apresentam-se os diagramas carga-deslocamento obtidos experimentalmente e pelas metodologias teóricas e comparam-se os resultados expostos, viga a viga.

No Capítulo 5 efetua-se uma comparação dos valores obtidos experimentalmente e pelas diversas metodologias utilizadas com os valores limites propostos pelo Eurocódigo 2 e recorre-se ainda a dados de vigas de betão armado referentes a bibliografia existente.

Por fim, no Capítulo 6 são apresentadas as principais conclusões do trabalho desenvolvido experimentalmente e ainda, algumas propostas de trabalhos futuros.

## 2 ENQUADRAMENTO TEÓRICO

A presente dissertação tem como principal objetivo a análise da deformação de vigas construídas com geopolímeros, ou seja, materiais construídos utilizando ligantes ativados alcalinamente. Para além da comparação com resultados obtidos a partir de metodologias teóricas, a análise inclui ainda a comparação da deformação com outro material já conhecido, o betão armado. Para isso, foi necessário recorrer a vigas construídas com cimento para assim se proceder à sua comparação.

No decorrer deste capítulo efetua-se uma resumida introdução à activação alcalina, apresentam-se os ligantes utilizados neste trabalho, assim como as diferentes metodologias teóricas utilizadas para estimar o comportamento das vigas a analisar.

### 2.1 Cimentos antigos versus cimentos modernos do tipo Portland

Os cimentos antigos, utilizados nas grandes construções da Antiguidade, como por exemplo, no Coliseu de Roma ou em muitas construções no Egipto, construções ainda hoje em utilização, apresentam-se quase inalterados, com diminutas modificações químicas devidas aos fatores agressivos do meio envolvente (Pinto, 2006).

A curiosidade de Glukhovsky, nos anos 50, levou-o ao estudo do comportamento dos cimentos antigos, utilizados em várias construções da Antiguidade, concluindo tratarem-se de ligantes de base alcalina (Pinto, 2006).

Os cimentos modernos CPN, descobertos em 1824 por J. Aspdin, são hoje em dia o material mais usado na construção em todo o Mundo desenvolvido. Caracterizam-se por se moldar facilmente a todo o tipo de cofragem; permitem obter níveis de resistência mecânica significativos; possuem alguma durabilidade e a sua produção envolve baixos custos económicos quando comparados com as restantes alternativas. Contudo, as emissões de gases poluentes na sua produção são bastante significativas (Pinto, 2006).

No Quadro 2.1 apresentam-se os elementos químicos de cimentos antigos romanos juntamente com a composição química aproximada de cimentos modernos (CPN). A quantidade de sílica e alumina é consideravelmente superior nos cimentos antigos relativamente ao CPN.

Quadro 2.1 – Elementos químicos de cimentos (Pinto, 2006).

Elementos químicos	Cimentos Romanos		Cimentos Modernos
	160 AC	140 AC	CPN
SiO <sub>2</sub>	42%	40%	21%
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	15%	14%	6%
CaO, MgO	39%	42%	64%
Na <sub>2</sub> O, K <sub>2</sub> O	4%	4%	-
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	-	-	3%

## 2.2 Ativação alcalina

Os primeiros estudos de ativação alcalina foram apresentados na Bélgica, em 1940, pelo investigador Purdon, que utilizou escórias ativadas alcalinamente com hidróxidos de sódio (Torgal, F., Jalali, S., 2009).

Posteriormente, em 1959, Glukhovsky estudou os ligantes utilizados em construções antigas, concluindo que, eram compostos por alumino-silicatos cálcios hidratados e fases cristalinas do tipo analcite, explicando a sua durabilidade (Torgal, F., Jalali, S., 2009).

Contudo, foi Davidovits que estudou os materiais de base alcalina de um modo mais aprofundado. Em 1978 apresentou o termo “Geopolímeros” para caracterizar os materiais de base alcalina (Pinto, 2004), indicando que, são polímeros devido ao facto de se transformarem, policondensarem, ganharem forma e endurecerem aceleradamente a baixas temperaturas (Torgal, F., Jalali, S., 2009). Os ligantes geopoliméricos envolvem duas fases, uma de dissolução da sílica e alumina da matéria-prima, quando misturada com uma solução alcalina (ativador) e uma outra fase de policondensação e endurecimento dos produtos de reação numa estrutura polimérica (Davidovits, 1999).

No Quadro 2.2 apresenta-se um resumo do progresso do estudo relativos aos materiais ativados alcalinamente.

Quadro 2.2 – Resumo histórico do desenvolvimento dos geopolímeros (Costa 2012).

Autor	Ano	Descrição
Civilização Romana	Séc. I	Argamassa e betões pozolânicas
Feret	1939	Cimentos com escórias
Purdon	1940	Combinações alcalis-escórias
Glukhovsky	1959	Bases teóricas e desenvolvimento de cimentos alcalinos
Glukhovsky	1965	Primeiros cimentos alcalinos
Davidovits	1978	Termo “Geopolímero”
Malinowski	1979	Caracterização de aquedutos milenares

Forss	1983	Cimento tipo F (escórias-alcais-superplastificante)
Langton e Roy	1984	Caracterização de materiais em edifícios milenares
Davidovits e sawyer	1985	Patente do cimento “Pyrament”
Krivenko	1986	Sistemas $R_2O-RO-SiO_2-H_2O$
Malek. Et al.	1986	Cimentos de escórias com resíduos radioativos
Davidovits	1987	Comparação entre betões correntes e betões milenares
Deja e Malolepsy	1989	Resistência ao ataque de cloretos
Kaushal et al.	1989	Cura adiabática de ligantes alcalinos com resíduos nucleares
Roy e Langton	1989	Analogias dos betões milenares
Majundar et al.	1989	Ativação de escórias – $C_{12}A_7$
Talling e Brandstetr	1989	Ativação alcalina de escórias
Wu et al.	1990	Ativação de cimentos ativados alcalinamente
Roy et al.	1991	Presença rápida de cimentos ativados alcalinamente
Palomo e Glasser	1992	Metacaulino com CBC
Roy e Malek	1993	Cimento de escórias
Glukhovasky	1994	Betões milenares, modernos e futuros
Krivenko	1994	Cimentos alcalinos
Wang e Scrivencer	1995	Microestrutura de escórias ativadas alcalinamente
Shi	1996	Resistência, porosidade e permeabilidade de escórias ativadas alcalinamente
Fernández-Jiménez e Puertas	1997	Cinética dos cimentos à base de escórias ativadas alcalinamente
Katz	1998	Microestrutura de cinzas volantes ativadas alcalinamente
Davidovits	1999	Química dos sistemas geopoliméricos
Roy	1999	Oportunidades e desafios dos cimentos ativados alcalinamente
Palomo	1999	Cinzas volantes ativadas alcalinamente – um cimento para o futuro
Gong e Yang	2000	Cimentos à base de lamas de alumínio/escórias ativadas alcalinamente
Puertas	2000	Cimento à base de cinzas volantes/escórias ativadas alcalinamente
Bakharev	2001-2002	Betão à base de escórias ativadas alcalinamente
Palomo e Palacios	2003	Imobilização de resíduos tóxicos
Grutzeck	2004	Formação de zeolites
Sun	2006	Tecnologia dos sialatos

---

Duxson	2007	Tecnologia dos geopolímeros: Estado da arte
Hajimohammadi, Provis e Van Deventer	2008	Geopolímeros monofásicos
Provis e Van Deventer	2009	Geopolímeros: Estrutura, processamento e aplicações

---

A ativação alcalina é uma reação de hidratação de alumino-silicatos que contem substâncias do tipo alcalino ( $Na$ ,  $K$  ou  $Li$ ) ou alcalino-terroso ( $Ca$ ) tais como:

- Hidróxidos ( $ROH$ ,  $R(OH)_2$ );
- Sais de ácidos fracos ( $R_2CO_3$ ,  $R_2S$ ,  $RF$ );
- Sais de ácidos fortes ( $Na_2SO_4$ ,  $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ );
- Ou sais silicatados do tipo  $R_2 \cdot (n)Si O_2$ .

Nas expressões químicas anteriores,  $R$  representa um ião alcalino ou alcalino-terroso (Pinto, 2004).

Os materiais mais utilizados na ativação alcalina, ou geopolymerização, são o metacaulino, as cinzas volantes, as cinzas vulcânicas, as escórias de alto-forno e as lamas residuais reativas (Torgal, Gomes e Jalali, 2008).

Entre as inúmeras vantagens destes materiais, salientam-se as altas resistências mecânicas que os ligantes geopoliméricos apresentam em poucas horas, tal como a elevada resistência ao fogo, ao gelo-degelo e a ataques químicos (Pinto, 2006). Os Geopolímeros são caracterizados por materiais amorfos ou pouco cristalinos, alcançando a fase de endurecimento de um modo bastante rápido (Pinto, 2004).

Relativamente à durabilidade, os geopolímeros estão em vantagem em relação ao Cimento Portland Normal CPN, devido à elevada inércia e à estabilidade química. O mesmo acontece com a resistência ao fogo, devido à natureza química do ligante geopolimérico (Pinto, 2004).

A grande diferença entre o CPN e os ligantes obtidos por ativação alcalina reside na água utilizada. Nos materiais ativados alcalinamente, a quantidade de água utilizada, para se dar a reação, é reduzida, facilitando a sua trabalhabilidade, sendo expelida durante a cura e secagem. No CPN acontece exatamente o contrário, a água é o elemento responsável para se dar a reação de hidratação, sendo totalmente consumida. Contudo, nos geopolímeros a água ajuda no processo das reações químicas, sendo por isso importante evitar a perda de água. Assim sendo, recomenda-se cobrir os provetes com filme plástico para que não haja hipótese de trocas de água com o meio circundante, principalmente por evaporação (Pinto, 2004).

Por último, segundo Davidovits, os geopolímeros em relação ao CPN exibem uma vida útil muito superior. O CPN tem revelado problemas relativamente à sua durabilidade, nos anos 50 apresentava uma vida útil de 100 anos, nos anos 70 de 75 anos e atualmente de, aproximadamente, 50 anos. Além disso, os geopolímeros apresentam a nível ambiental um nível de emissões de  $CO_2$  aproximadamente 70% inferior relativamente ao CPN. (Torgal, F., Jalali, S., 2009).

Pode descrever-se a ativação alcalina como um processo químico, cujo ligante, que é constituído por partículas de reduzidas dimensões, maioritariamente por aluminos-silicatos, se mistura com um ativador alcalino, obtendo-se deste modo uma mistura que apresenta elevada resistência e um endurecimento em tempo reduzido.

O Quadro 2.3 apresenta de forma qualitativa as diferenças mais importantes encontradas na relação entre o CPN e os geopolímeros. O símbolo (+) corresponde a uma situação vantajosa e o símbolo (-) ao seu simétrico. Comprova-se que os geopolímeros apresentam inúmeras vantagens em relação ao CPN; no entanto, ao nível da resistência mecânica e ao nível do custo, o CPN continua a ser vantajoso.

Quadro 2.3 – Diferenças entre o CPN e os geopolímeros (Pinto, 2006).

	CPN	Geopolímeros
Consumo energético	-	+
Poluição ambiental	-	+
Durabilidade	-	+
Resistência mecânica	+	-
Resistência ao fogo	-	+
Resistência gelo-degelo	-	+
Resistência ataques químicos	-	+
Tempo de endurecimento	-	+
Custo	+	-

### 2.2.1 Metacaulino

O metacaulino é um material amorfo, pouco cristalino e de alta reatividade. Contém características pozolánicas com origem no tratamento térmico de argilas caulínicas a temperaturas normalmente compreendidas entre 500°C e 800°C (Figueiredo, 2011). Caracteriza-se por ter um alto teor em alumina, ser muito fino, ter elevada superfície específica e apresenta uma cor branca/creme (Pinto, 2004).

Resumidamente, a ativação alcalina do metacaulino expressa-se por um processo de policondensação em que os tetraedros de  $SiO_4$  e  $AlO_4$  se ligam alternadamente entre si, partilhando os oxigénios. Os iões alcalinos para além de determinarem as propriedades ligantes são também responsáveis por atuarem como agentes formadores da estrutura (Pinto, 2004).

### 2.2.2 Cinzas volantes

As cinzas volantes são restos de materiais cerâmicos, escombros de mineração, restos de construção, lamas de estações de tratamento de água, vidro e outros. São constituídas essencialmente por dióxido de silício ( $SiO_2$ ), óxido de alumínio ( $Al_2O_3$ ) e óxido de ferro ( $Fe_3O_3$ ). O cálcio é um elemento que pode surgir em quantia considerável. Normalmente descrevem-se com um diâmetro médio de cerca de  $10 \mu m$ . Refere-se ainda que as cinzas apresentam uma elevada durabilidade, baixa necessidade de água de amassadura e, a longo prazo, boa resistência mecânica (Pinto, 2006).

### 2.2.3 Ativadores

Para chegar à geopolimerização recorre-se a ativadores obtidos a partir de metais alcalinos. Os ativadores mais usados são os hidróxidos de sódio ou de potássio, o carbonato de sódio, os silicatos de sódio ou de potássio e misturas destes compostos (Pinto, 2004).

Os ativadores utilizados dividem-se em dois tipos: simples e compostos. Os simples são constituídos por uma base alcalina, por exemplo: hidróxido de sódio ou de potássio são conhecidos por não serem tão eficazes (Pinto, 2004). Os compostos formam-se pela união de uma base alcalina com um silicato de sódio ou de potássio. Comparando os ativadores simples com os compostos afirma-se que os compostos apresentam um processo reativo mais rápido e mais completo que os ativadores simples (Pinto, 2004).

### 2.2.4 Misturas

Antes de alcançar a fase final dos ligantes obtidos por ativação alcalina, interessa abordar a mistura dos componentes, na qual, segundo alguns investigadores, não é aleatório a ordem a que se processa. Existem, quer a nível químico, quer a nível físico, razões de peso para fundamentar uma determinada ordem na mistura dos vários componentes (Pinto, 2006).

Segundo Palomo, o ideal seria misturar inicialmente os elementos solúveis e deixar maturar e, posteriormente, acrescentar os elementos que são insolúveis. Contudo, na prática não é fácil de realizar o procedimento descrito anteriormente, uma vez que a sílica e alumina teriam de sofrer um processo prévio de separação (Pinto, 2006).

Posto isto, o processo inicia-se com a mistura dos sólidos à qual se adiciona de seguida o ativador, previamente misturado entre si (Torgal e Jalali, 2009)

Refere-se ainda que, a utilização do agregado, areia ou brita, é imprescindível, uma vez que a sua utilização reduz a retração, para além de rentabilizar o produto final (Pinto, 2006).

### 2.3 Comportamento geral de uma viga de betão armado

Um elemento de betão armado BA, quando sujeito a uma carga crescente que provoca essencialmente flexão, exhibe um diagrama carga-deslocamento típico, que se apresenta na Figura 2.1. em que são visíveis três fases distintas, correspondentes ao comportamento do elemento; a fase não fissurada, a fase de fissuração e o patamar de plastificação.

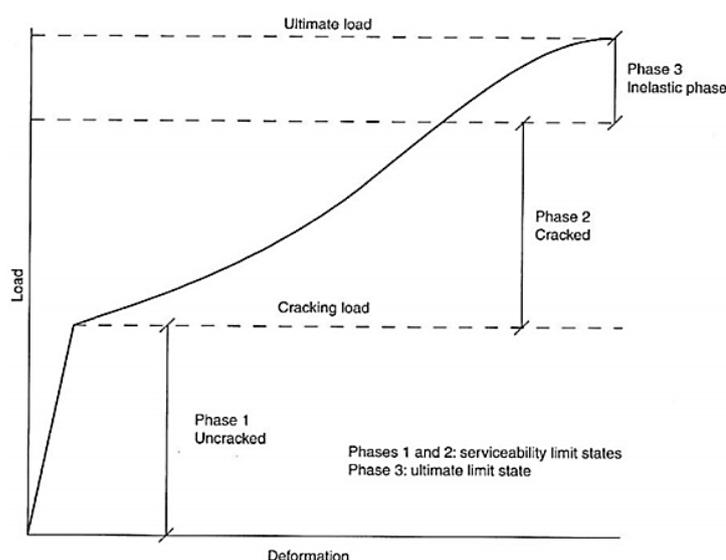


Figura 2.1 – Diagrama carga-deslocamento (Beeby e Narayanan, 2005).

A fase não fissurada, também designada por Estado I, caracteriza-se pela distribuição essencialmente linear de tensões, pelas muito pequenas extensões e pela reversibilidade das deformações, as quais são proporcionais à carga; corresponde à zona de comportamento elástico-linear. A fase de fissuração, ou Estado II, ocorre quando a parte inferior da viga atinge a resistência à tração do betão. Neste caso verifica-se a formação de fendas no elemento e as forças de tração do betão fissurado são transferidas para as armaduras. Por fim, a última fase, ou Estado III, correspondente ao patamar de plastificação, surge quando as armaduras de tração entram em cedência. Este patamar pode não existir se o betão comprimido entrar em rotura antes de se atingir a cedência das armaduras. Este caso ocorre frequentemente nas vigas excessivamente armadas.

No diagrama da Figura 2.1, as deformações resultam de uma integração de diversas parcelas. Em geral, a flecha da viga constitui o resultado mencionado por deformações. Mas, seja qual for o deslocamento considerado, no caso de vigas submetidas essencialmente à flexão, as parcelas preponderantes correspondem às deformações de flexão, ou seja, às curvaturas. Em

cada secção da viga, a curvatura depende do momento estabelecido na secção. Ou seja, ao nível de cada secção da viga, o diagrama de comportamento usualmente considerado nestes casos corresponde ao diagrama momento-curvatura. Na Figura 2.2 apresenta-se um exemplo associado a uma viga sujeita a flexão. Neste diagrama também é possível identificar as três fases do seu comportamento.

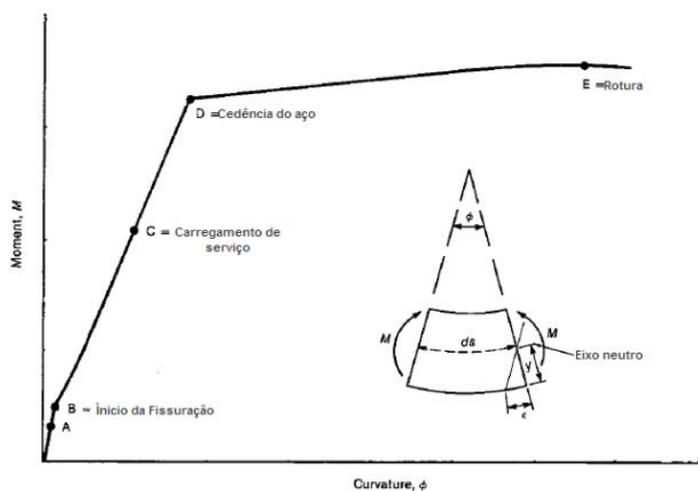


Figura 2.2 – Diagrama momento-curvatura de uma viga submetida à flexão (MacGregor, 1992).

O Estado I é representado pelo troço entre o ponto origem e o ponto B. O ponto B, ponto de fissuração, representa o início da fissuração, que ocorre quando a tensão de resistência à tração do betão, no lado inferior da viga, é atingida. Inicia-se então o Estado II, que corresponde ao aumento da fissuração, com a transferência das forças de tração do betão para o aço, terminando no ponto D. Aumento da fissuração significa maior abertura de fendas e maior profundidade. O ponto D representa o ponto onde as armaduras atingem a cedência. A partir daqui, inicia-se o Estado III, que corresponde ao patamar de plastificação, onde as deformações aumentam significativamente para reduzidos incrementos de carga. O Estado III finda com a rotura da viga, pouco depois de atingir o ponto de carga máxima, representado pelo ponto E. A rotura da viga pode ocorrer pela rotura do aço ou por esmagamento do betão. Salienta-se que caso a rotura da viga se verifique previamente pelo, betão ou por esforço transversal, o comportamento da viga pode terminar antes de atingir o Estado III (MacGregor, 1992), ou num pouco qualquer desta fase.

## 2.4 Metodologias para o cálculo das deformações

Um dos objetivos do trabalho passa por avaliar teoricamente o diagrama de comportamento das vigas a ensaiar, confrontando-o com o diagrama experimental. Interessa saber se as metodologias teóricas para avaliação das deformações são, ou não, adequadas.

Assim, para o cálculo do comportamento das vigas utilizaram-se duas metodologias teóricas. O programa computacional de análise não linear de vigas de betão armado, designado ao longo do documento por ANL, inicialmente desenvolvido por Bruno Ribeiro (2008); a segunda metodologia seguiu o proposto pelo Eurocódigo 2 (EN1992-1-1, 2004), designada por EC2.

#### 2.4.1 Análise não linear (ANL)

O programa computacional de análise de vigas sujeitas a flexão designado ANL, recorre a dois programas numéricos de análise não linear.

Um primeiro programa, designado por momento-curvatura, avalia a evolução dos momentos fletores para uma secção transversal retangular de betão armado sujeita a curvaturas continuamente crescentes. Para isso, considera-se a secção transversal inicialmente plana e que continua plana após a deformação, admitindo nulo o esforço axial (Ribeiro, 2008). Além disso, o programa possibilita calcular extensões, tensões ou forças no aço ou no betão e a posição do eixo neutro em função da curvatura.

O esquema geral de funcionamento do programa momento-curvatura pode resumir-se da seguinte forma:

- i) Definição da geometria da secção e das propriedades dos materiais;
- ii) Subdivisão da parte de betão em áreas finitas;
- iii) Incremento do valor da curvatura;
- iv) Determinação das extensões no aço e em cada área finita de betão a partir da curvatura e da posição do eixo neutro;
- v) Avaliação das tensões no aço e em cada área finita de betão com base nos diagramas tensão-extensão de comportamento dos materiais;
- vi) Integração das tensões nos aços e nas áreas finitas de betão de forma a obter as forças no aço e no betão e o correspondente momento fletor da secção;
- vii) Avaliação do desequilíbrio entre as forças de tração e de compressão;
- viii) Correção da posição do eixo neutro de modo a anular o desequilíbrio anterior;
- ix) Repetir a partir do passo iii) até que exista rotura da secção, isto é, até que exista uma redução significativa dos momentos resistentes.

O critério de convergência limita o referido desequilíbrio a  $10^{-4} A_s f_{sy}$ , onde  $A_s$  representa a área de aço traccionada, e  $f_{sy}$  o valor considerado para a tensão de cedência.

Conhecido o comportamento momento-curvatura para todas as secções da viga, recorre-se a um outro programa computacional de modo a estimar o comportamento global da viga sujeita

a um carregamento incremental. A modelação baseia-se em elementos finitos do tipo viga de dois nós, formulados com recurso à teoria de Timoshenko. As deformações são determinadas por meio de um algoritmo incremental de carga até ao limite da carga (Ribeiro, 2008). Em cada incremento, a configuração da deformada da viga é avaliada de tal modo que as forças internas equilibrem as externas. O critério de convergência foi estabelecido em função da norma euclidiana do vetor deslocamentos nodais, a qual vai variando ao longo do processo, sempre com valores inferiores a  $10^{-4}$ . Refere-se ainda que, devido ao facto do programa considerar incrementos de carga e não de deslocamentos, a simulação termina no ponto de carga máxima, não possibilitando avaliar a parte descendente do diagrama.

#### 2.4.2 Eurocódigo 2 (EC2)

O recurso à metodologia anterior depende da disponibilidade do programa automático ANL. Alternativamente, recorreu-se ao proposto no Eurocódigo 2 (EN1992-1-1, 2004) para avaliar a pretendida curva carga-deslocamento de uma viga submetida a flexão. É, portanto, uma via independente e prática, designada por EC2.

O primeiro passo consiste em avaliar a carga de fissuração  $P_{cr}$ , calculada por:

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

Em que  $f_{ctm}$  corresponde ao valor médio da resistência do betão à tração. Posteriormente, conhecendo a rigidez de flexão  $EI$ , a deformação de fendilhação  $d_{cr}$  pode ser, por exemplo, determinada com base no método da carga unitária da teoria de estruturas, considerando apenas a componente de flexão da deformação.

A rigidez do Estado I  $KI$  da curva carga-deslocamento é determinada por:

$$KI = \frac{P_{cr}}{d_{cr}} \quad (2.2)$$

Recorrendo agora ao anexo H do EC2, onde está explicitado que na inexistência de uma estimativa mais rigorosa, a rigidez de flexão do Estado II pode aproximar-se por:

$$EI \approx 0,4 \cdot \frac{E_m I_c}{\gamma_E} \approx \frac{E_m I_c}{3} \quad (2.3)$$

Em que  $\gamma_E$  é um coeficiente parcial referente ao material, relativamente ao qual se sugere o valor 1,2 para o betão e  $I_c$  o momento de inércia da secção em fase elástica. Ou seja, a rigidez de flexão do Estado II pode ser estimado por 1/3 da rigidez de flexão do Estado I. Num qualquer diagrama carga-deslocamento do comportamento de uma estrutura, é possível considerar a mesma proporção para a rigidez do Estado II  $KII$ , ou seja,  $KII \approx KI/3$ .

Na reta que caracteriza o Estado II, o ponto correspondente à cedência das armaduras é determinado a partir do momento de cedência  $M_y$ . Por sua vez, este momento é determinado recorrendo às Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2 (Barros e Figueiras, 2010). Neste caso recorreu-se às tabelas de secções retangulares duplamente armadas, considerando os valores médios da resistência dos materiais.

Conhecida a reta do Estado II, e a carga de fissuração  $P_y$ , o deslocamento de cedência  $d_y$  pode ser facilmente avaliado.

Uma vez que não é conhecido, na bibliografia, qualquer proposta para a rigidez do Estado III, onde ocorre a carga máxima, é possível estimar este valor recorrendo-se à relação seguinte:

$$\frac{K_{III}}{K_{II}} = \frac{K_{açoII}}{K_{açoI}} \quad (2.4)$$

De facto, a rigidez do aço na fase elástica  $K_{açoI}$ , usualmente designada por módulo de elasticidade elástico do aço  $E_s$  no diagrama tensão-extensão, condiciona o comportamento dos elementos até à cedência. Após a cedência, a rigidez do patamar plástico  $K_{açoII}$  condicionará o comportamento da peça.

O momento máximo é calculado também através das fórmulas simplificadas, substituindo, neste caso, o valor de cálculo da tensão de cedência do aço pelo valor de tensão média de rotura do aço  $f_{sum}$ . Através da reta que caracteriza o Estado III e da carga máxima é determinado o valor  $d_{máx}$ .

## 2.5 Generalidades sobre deformação

Uma estrutura quando projetada deve garantir a segurança necessária à sua utilização, ao nível da comodidade, aspecto, funcionalidade ou durabilidade. Sendo assim, deve garantir um apropriado nível de segurança em relação a situações de rotura, ou seja, verificar a segurança aos Estados Limites Últimos ELU e ainda, garantir o seu comportamento em situações de utilização corrente, isto é, verificar a segurança aos Estados Limites de Serviço ELS. O controlo da deformação, no contexto dos ELS, é de extrema importância, uma vez que a sua verificação garante o bom funcionamento da estrutura, assim como uma boa aparência estrutural (Appleton, 2013).

Importa referir que, para uma correta verificação das condições de segurança ao nível do ELS, o EC0 (EN1990:2002 (E), 2002) propõe três tipos de combinações de ações: a característica, a frequente e a quase-permanente. Para o controlo da deformação recomenda a utilização da combinação de ações quase-permanente.

### 2.5.1 Limite ELS de deformação

Para uma estrutura, sujeita a ações quase-permanentes, o EC2 limita a deformação máxima ao valor  $\delta \leq \ell/250$ , em que  $\ell$  representa o vão entre os apoios. Se a deformação afetar outros elementos adjacentes, a deformação máxima deve respeitar:  $\delta \leq \ell/500$ . Os limites apresentados devem ser verificados durante toda a vida útil da estrutura (Appleton, 2013).

### 2.5.2 Efeitos diferidos

Qualquer corpo se deforma quando sujeito a um estado de tensão. É o designado estado de deformação instantâneo. Mantendo o estado de tensão, se o valor da deformação aumentar ao longo do tempo, diz-se que existem efeitos diferidos. No caso particular das estruturas de betão armado são conhecidas a fluência e a retração. A retração não carece sequer da existência de um dado estado de tensão. Estes efeitos diferidos dependem da humidade ambiente, das dimensões do elemento, da composição do betão, do estado de tensão inicial, da sua variação, etc.

A fluência consiste na redução do volume da pasta de cimento que envolve o agregado, sempre que sujeita a uma tensão permanente. Ou seja, corresponde ao incremento progressivo da deformação instantânea ao longo do tempo.

Para as estruturas de BA, o EC2 sugere uma forma possível de considerar os efeitos da fluência, a longo prazo, representada na expressão (2.4). Consiste em substituir o valor médio do módulo de elasticidade do betão  $E_{cm}$  por um correspondente valor efetivo  $E_{c,eff}$ , dependente do coeficiente de fluência  $\varphi(\infty, t)$ :

$$E_{c,eff} = \frac{E_m}{1 + \varphi(\infty, t)} \quad (2.4)$$

A retração à redução do volume da pasta de cimento, essencialmente, devida à evaporação da água de amassadura do betão e às reações de hidratação das partículas de cimento. Este fenómeno ocorre na ausência de variações de temperatura e de tensões aplicadas. No caso de peças sujeitas essencialmente a flexão, o EC2 sugere uma curvatura, a qual depende, entre outros fatores, da extensão de retração livre.

Um processo simplificado consiste em incrementar ligeiramente o coeficiente de fluência de modo a considerar a retração.

### 3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Tal como definido no Capítulo 1, a presente dissertação de mestrado tem como principal objetivo o estudo da deformação de vigas construídas com materiais ativados alcalinamente, comparando em particular o seu comportamento com o de vigas convencionais de betão armado BA. Para isso, construíram-se 15 vigas: 5 de argamassa à base de cimento Portland, 5 utilizando o ligante metacaulino e 5 utilizando o ligante cinzas volantes. Dentro de cada grupo, as 5 vigas diferem entre si apenas na quantidade de armadura tracionada. Todas as vigas foram construídas no Laboratório de Construções, Estruturas e Mecânica Estrutural do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC.

Assim, neste capítulo, apresentam-se o planeamento e o processo de construção das vigas, nomeadamente: as dimensões, as armaduras constituintes e as características dos materiais que as constituem. Por fim é apresentado e detalhado todo o procedimento de ensaio.

Importa lembrar que o presente estudo foi elaborado em conjunto com outros dois: um sobre a resistência e outro sobre a fendilhação. Determinadas opções tomadas ao longo do estudo aqui apresentado tiveram em consideração também esses outros estudos referidos.

#### 3.1 Descrição e construção das vigas

Relativamente às dimensões planeadas para as 15 vigas ensaiadas, estas tiveram em conta algumas condicionantes tais como o facto de não haver, em laboratório, as quantidades necessárias de materiais e ainda a falta de condições logísticas e de pessoal. Assim sendo, as dimensões projetadas para a secção transversal das vigas foram: largura  $b=0,10\text{ m}$ ; altura  $h=0,15\text{ m}$ ; comprimento  $L=1,5\text{ m}$ . Ou seja, estas dimensões correspondem a metade das dimensões normalmente utilizadas em anos anteriores nos ensaios de vigas de BA (Costa, 2010), (Rodrigues, 2011) e (Almeida, 2012).

Devido ao processo construtivo, não foi possível concretizar exatamente estas dimensões. No Quadro 3.1 são apresentadas as designações e as dimensões reais obtidas por média de 3 medições na área central de cada viga. As designações das vigas estão de acordo com o ligante que as constituem.

Quadro 3.1 – Dimensões efectivas das vigas.

Ligante	Designação	b [mm]	h [mm]	L [cm]	Peso [kg]
Cimento	ARG1	98,1	151,6	149,5	52,1
	ARG2	100,2	152,9	149,5	53,9
	ARG3	100,4	153,7	149,5	54,9
	ARG4	100,7	153,4	149,5	54,6
	ARG5	97,4	152,3	149,5	53,4
Metacaulino	META1	102,2	153,2	149,7	45,3
	META2	101,5	154,1	149,7	45,9
	META3	100,6	153,6	149,6	45,7
	META4	102,7	152,5	149,7	46,3
	META5	101,0	151,3	149,7	45,3
Cinzas volantes	CIN1	103,6	151,7	149,6	51,9
	CIN2	99,3	152,3	149,6	51,7
	CIN3	99,2	152,6	149,5	52,2
	CIN4	101,6	152,8	149,5	52,7
	CIN5	103,2	151,6	149,5	53,2

Como mencionado anteriormente, dentro de cada grupo de vigas, fez-se variar a quantidade de armadura longitudinal de tração  $A_s$  de forma a conseguir vários tipos de rotura por flexão, cobrindo ao mesmo tempo a gama de valores usuais no âmbito da Engenharia Civil. A armadura longitudinal de compressão escolhida foi  $A_s' = 2\phi 6 = 56,5 \text{ mm}^2$ , e adoptaram-se estribos de 2 ramos  $\phi 4$ , com um espaçamento de  $7 \text{ cm}$ , para a armadura transversal i.e.  $A_{sw} = E2R\phi 4 // 0,07$ . O espaçamento entre estribos foi escolhido tendo em conta as dimensões do vibrador existente em laboratório. No que toca ao recobrimento, optou-se por um valor reduzido de  $1 \text{ cm}$ . Tendo-se tido em consideração o uso de areia sem agregados na mistura de argamassa. No Quadro 3.2 são apresentadas as quantidades de armaduras para todas as vigas, sendo  $\rho$  a percentagem de armadura traccionada.

Quadro 3.2 – Armaduras de tração das vigas.

Ligante	Designação	As		$\rho$ [%]
		$\phi$ [mm]	Área [mm <sup>2</sup> ]	
Cimento	ARG1	2 $\phi 6$	56,5	0,38
	ARG2	3 $\phi 6$	84,8	0,57
	ARG3	4 $\phi 6$	113	0,75
	ARG4	3 $\phi 8$	151	1,01
	ARG5	4 $\phi 8$	201	1,34

Metacaulino	META1	2 $\phi$ 6	56,5	0,38
	META2	3 $\phi$ 6	84,8	0,57
	META3	4 $\phi$ 6	113	0,75
	META4	3 $\phi$ 8	151	1,01
	META5	4 $\phi$ 8	201	1,34
Cinzas volantes	CIN1	2 $\phi$ 6	56,5	0,38
	CIN2	3 $\phi$ 6	84,8	0,57
	CIN3	4 $\phi$ 6	113	0,75
	CIN4	3 $\phi$ 8	151	1,01
	CIN5	4 $\phi$ 8	201	1,34

Relativamente ao processo, tanto a montagem das armaduras como a construção dos estribos foram tarefas executadas manualmente no laboratório. Quanto à amarração dos estribos, esta foi feita de modo a garantir o correcto espaçamento entre estribos e com metade da quantidade de arame queimado que habitualmente se usa, uma vez que as vigas em questão têm dimensões reduzidas. Na zona central da viga, o fecho dos estribos foi colocado do lado dos varões tracionados e de forma alternada, mantendo assim o comprimento de encurvadura dos varões comprimidos idêntico ao espaçamento dos estribos. Nas laterais da viga o fecho dos estribos foi colocado na zona comprimida. Por fim, através de elementos metálicos com *1 cm* colocados ao longo das armaduras conseguiu-se assegurar o recobrimento.

Para as cofragens, a solução adotada consistiu em utilizar placas lisas de PVC Palram Expandido Branco, fornecidas pela empresa “Plexicril”, nas superfícies de contacto com o material. Esta solução resulta do facto de ser significativa a aderência dos materiais ativados alcalinamente aos materiais metálicos, como é o caso das cofragens habituais. Além disso, soube-se também que os óleos descofrantes utilizados habitualmente para o betão não produzem idêntico efeito com materiais ativados alcalinamente. Existiu ainda a necessidade de contraventar lateralmente a cofragem, recorrendo a vigas de madeira, para manter as dimensões das vigas. Na Figura 3.1 é apresentada uma perspectiva da cofragem utilizada para a construção de cada um dos grupos de 5 vigas com a armadura colocada.



Figura 3.1 – Cofragem das vigas.

As vigas de argamassa foram construídas no dia 11 de Abril de 2014, as vigas de cinzas no dia 17 de Abril e, por fim, as de metacaulino a 29 de Abril. Após a colocação da mistura no molde e respetiva cura do material das 15 vigas, foram detetadas algumas imperfeições. Nas vigas de argamassa verificaram-se alguns vazios laterais, correspondentes a bolhas de ar não libertado na compactação, representados na Figura 3.2 a). Nas vigas de cinzas volantes, antes dos ensaios, foram encontradas algumas eflorescências e algumas fissuras, com cerca de  $0,2\text{ mm}$  de abertura, provavelmente, em consequência da elevada retração do material, apresentados na Figura 3.2 b). Nas vigas de metacaulino surgiu uma camada superficial diferente do restante material, com aproximadamente  $2\text{ mm}$  de espessura, e uma cor mais escura, expostos na Figura 3.2 c).

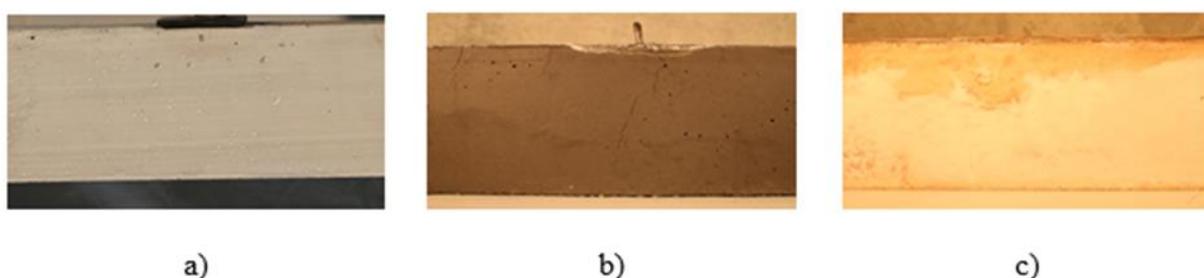


Figura 3.2 – Imperfeições construtivas nas vigas.

## 3.2 Caracterização dos materiais

### 3.2.1 Aço

Para caracterizar o aço utilizado nas armaduras das vigas ensaiadas, com diâmetros de  $4$ ,  $6$  e  $8\text{ mm}$ , foram realizados ensaios à tração, representado na Figura 3.3, de acordo com a norma EN NP10002-1. Para o efeito utilizaram-se 4 amostras de cada diâmetro com cerca de  $40\text{ cm}$  de comprimento. O ensaio decorreu com controlo de deformação a uma velocidade de  $0,2\text{ mm/s}$ .

No Quadro 3.3 apresenta-se a média dos resultados obtidos, para cada diâmetro de aço, para o valor da tensão de cedência à tração do aço  $f_{sy}$ , o valor da tensão de rotura à tração do aço  $f_{su}$  e para a extensão na tensão de rotura  $\varepsilon_{su}$ . Conclui-se que o aço  $\phi 4$  e  $\phi 6$  eram do tipo *A500ER* e o aço  $\phi 8$  do tipo *A600NR*. Para a realização do ensaio recorreu-se à máquina universal de ensaios do Laboratório.

Quadro 3.3 – Características resistentes dos aços utilizados.

Diâmetro [mm]	$f_{sy}$ [Mpa]	$f_{su}$ [Mpa]	$f_{su}/f_{sy}$	$\varepsilon_{su}$ [%]
$\phi 4$	524	665	1,27	5,0
$\phi 6$	577	828	1,44	6,49
$\phi 8$	634	726	1,15	11,1



Figura 3.3 – Ensaio à tração do aço.

### 3.2.2 Areia

Relativamente à areia utilizada para a construção das vigas, é apresentada na Figura 3.4 a curva granulométrica correspondente. Esta curva foi fornecida pelo Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC.

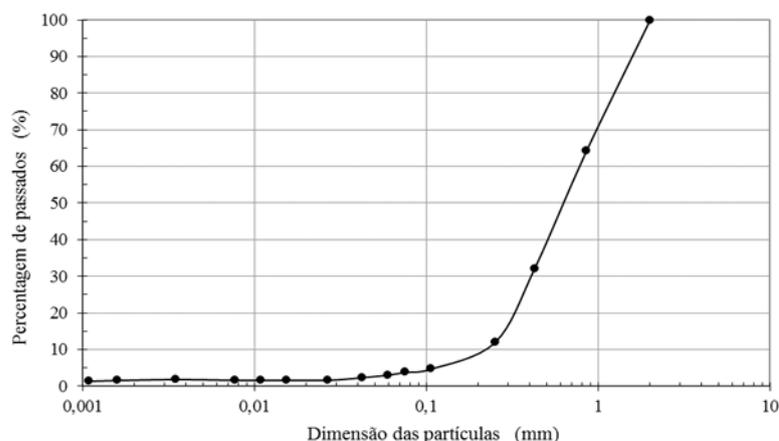


Figura 3.4 – Curva granulométrica da areia.

### 3.2.3 Cimento Portland

O ligante hidráulico utilizado para a construção das vigas de argamassa é o Cimento Portland. Foi fornecido pela empresa “CIMPOR” e a classe de resistência indicada é de 42,5 MPa.

### 3.2.4 Cinzas Volantes

O ligante utilizado nas vigas de cinzas são as Cinzas Volantes. Foram fornecidas pelo Centro de Produção de Sines da EDP, resultantes da queima de carvão mineral. Apresentam um tom cinzento. Este material é bastante fino e, por isso mesmo, bastante reativo. Importa referir que, em conformidade com os ensaios realizados no Departamento das Ciências da Terra da FCTUC, na sua composição existe uma grande percentagem de Sílica e Alumina. As Cinzas Volantes desta empresa já foram certificadas pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC).

### 3.2.5 Metacaulino

O Metacaulino, de cor branca, é o ligante utilizado na construção de 5 das 15 vigas construídas. Este foi fornecido pela empresa “Emgelhard”. Tal como as Cinzas Volantes, este ligante é constituído maioritariamente por Sílica e Alumina, neste caso comprovado pelos ensaios realizados por Guerra (2014) e Oliveira (2014). O presente material é bastante reativo, em consequência do elevado grau de finura.

### 3.2.6 Ativador

Segundo Pinto (2006), o tipo, a dosagem e a concentração do ativador a utilizar devem ter em conta o ligante, sendo que a sua composição química e o grau de finura condicionam a reação de ativação. No presente estudo, recorrendo às indicações dadas por Pinto (2006) e a trabalhos desenvolvidos no laboratório, nomeadamente por Oliveira (2014), optou-se por utilizar um

ativador composto, decorrente da mistura da base Hidróxido de Sódio,  $NaOH$ , e de Silicato de Sódio,  $Na_2SiO_3$ , na proporção 1:2.

O Hidróxido de Sódio foi obtido da mistura de Soda Cáustica com água, na proporção 1:2,5 em peso. A função do  $NaOH$  consiste na dissolução do ligante. Posteriormente, o Silicato de Sódio desencadeia as reações químicas de ligação.

### 3.3 Composição da mistura

#### 3.3.1 Argamassa de cimento

A mistura de argamassa de cimento Portland foi produzida no Laboratório de Construções, Estruturas e Mecânica Estrutural do Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, numa betoneira de eixo vertical com capacidade para 180 litros. A mistura foi concebida com 60 Kg de cimento, 270 Kg de areia, 30 Kg de água e 0,54 Kg de plastificante, *SikaViscocrete 20HE*, correspondente a 0,90% do peso de cimento. Com a presente amassadura foram betonadas 5 vigas, 12 provetes com 150 mm de lado, designados por cubos em todo o documento, e 6 provetes 40 mm×40 mm×160 mm, que foram descofrados três dias depois da colocação da mistura no molde. As vigas, os cubos e os provetes foram regularmente humedecidos, durante alguns dias, para se adquirir uma boa cura do material e endurecimento. Com os 12 cubos realizaram-se ensaios de compressão para estimar o valor médio da tensão de rotura à compressão da argamassa,  $f_{cm}$ . Os ensaios tiveram início ao décimo terceiro dia, após descofragem, e terminaram ao trigésimo quinto dia. Deste modo, seguindo a metodologia proposta por Neville (1973), aproximou-se uma curva logarítmica de resistência média espectável da argamassa à compressão. Na Figura 3.5 estão apresentados os resultados obtidos.

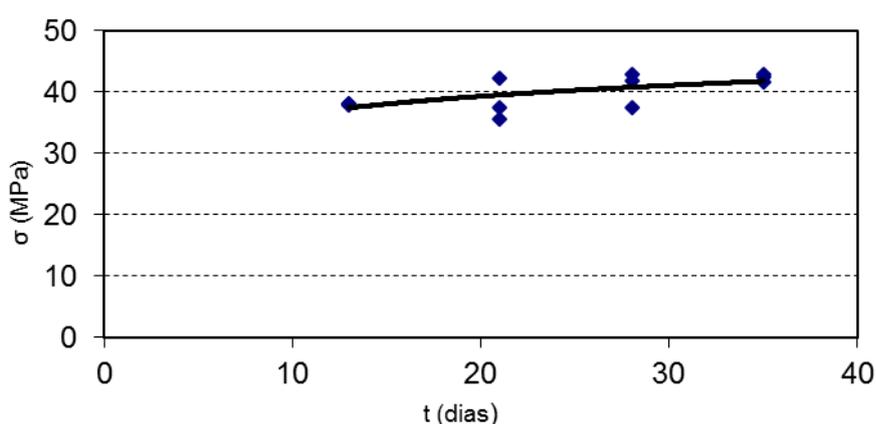


Figura 3.5 – Curva da resistência média à compressão da argamassa.

No Quadro 3.4 apresentam-se os valores da resistência média expectável à compressão do material, nos dias em que as vigas foram ensaiadas, recorrendo à curva da Figura 3.5. Importa relembrar que, os valores indicados se referem a cubos com 15 cm de aresta.

Observando os valores obtidos, verifica-se estar perante uma argamassa de classe *C25/30*, o que quer dizer que a classe obtida excedeu, ligeiramente, o objetivo inicial.

Quadro 3.4 – Resistência média à compressão da argamassa

Viga	Data de ensaio	Idade (Dias)	$f_{cm}$ (MPa)
ARG1-2F6	15/05/2014	34	41,6
ARG2-3F6	15/05/2014	34	41,6
ARG3-4F6	17/05/2014	36	41,8
ARG4-3F8	18/05/2014	37	42,0
ARG5-4F8	16/05/2014	35	41,7

Conhecendo o valor  $f_{cm}$ , recorreu-se ao EC2 (2010) para estimar as restantes características do material. O valor da resistência média expectável à tração calculado é de aproximadamente *2,6 MPa*, para todas as vigas. Contudo, pela EN1992-1-1 deverá ser feita uma correcção para peças em tração por flexão. Sendo assim, o valor da tensão de tração média é calculado através da seguinte fórmula:

$$f_{cm,fl} = (1,6 - h)f_{cm} \quad (3.1)$$

### 3.3.2 Mistura de cinzas

No que toca à mistura de cinzas, foram utilizados *200 Kg* de areia, *80 Kg* de cinzas e *40 Kg* de ativador composto. Esta composição baseia-se em Pinto (2006). Com a mistura obtida construíram-se 5 vigas, 5 cubos com *150 mm* de aresta e 12 provetes *40 mm×40 mm×160 mm*. Logo após a colocação da mistura, colocou-se filme plástico por cima das vigas, cubos e provetes, para impedir a evaporação da fase líquida da mistura. A descofragem ocorreu ao fim de 5 dias de cura.

A fim de conhecer as características do material procedeu-se a ensaios de tração e de compressão dos provetes *40 mm×40 mm×160 mm*. O ensaio de tração por flexão em fase elástica permitiu estimar o módulo de elasticidade  $E_0$ , obtendo-se o valor de *20,1 GPa*. O ensaio realizou-se aplicando manualmente pesos normalizados, com valor aproximado de *10 N* cada um, e registando, no “Data Logger” TML TDS-602, o valor das extensões medidas pelo extensómetro colocado no centro da face inferior do provete. A Figura 3.6 mostra o pormenor do extensómetro colocado no provete. O resultado obtido corresponde à média de todos os valores relevantes obtidos.



Figura 3.6 – Provete de cinzas com extensómetro.

O ensaio de rotura à tração por flexão foi realizado numa prensa hidráulica a uma velocidade constante de  $0,003 \text{ mm/s}$  até à rotura, de modo haver controlo de deformação e uma duração de ensaio de  $3 \text{ min}$ . Na Figura 3.7 mostra-se um dos ensaios realizados. Os valores médios obtidos para a tensão resistente à tração por flexão,  $f_{fm}$ , nos dias 23 e 32 foram, respetivamente,  $3,16 \text{ MPa}$  e  $3,96 \text{ MPa}$ .



Figura 3.7 – Ensaio de tração por flexão.

No ensaio de rotura à compressão usaram-se as duas metades provenientes do provete ensaiado à rotura por tração. Este ensaio também foi realizado com controlo de deformação, a uma velocidade constante de  $0,01 \text{ mm/s}$  até à rotura. Os resultados da resistência média à compressão,  $f_{fm}$ , obtidos para os dias 23 e 32, respectivamente, foram de  $16,6 \text{ MPa}$  e  $25,7 \text{ MPa}$ . Na Figura 3.8 está ilustrado o ensaio realizado.



Figura 3.8 – Ensaio de compressão.

Nos ensaios de rotura à compressão, realizados nos cubos de aresta  $150\text{ mm}$ , aos 32 dias, atingiu-se um valor de resistência média à compressão,  $f_{fm}=29,7\text{ MPa}$ .

No Quadro 3.5 apresenta-se um resumo dos valores em cima descritos. Importa referir que o valor usado para a metodologia EC2 foi de  $f_{fm}=25,7\text{ MPa}$ .

Quadro 3.5 – Resumo dos valores característicos resistentes das cinzas volantes.

Ensaio	Elemento	Tempo (dias)	Valores (MPa)
Rotura à tração por flexão ( $f_{fm}$ )	Provetes	23	3,16
		32	3,96
Rotura à compressão ( $f_{fm}$ )	Provetes	23	16,6
		32	25,7
Rotura à compressão ( $f_{fm}$ )	Cubos	32	29,7

### 3.3.3 Mistura de metacaulino

A mistura de metacaulino foi idealizada com base em Guerra (2014) e Oliveira (2014). Segundo estes autores, as quantidades a utilizar na mistura com metacaulino são as seguintes:  $180\text{ Kg}$  de areia,  $72\text{ Kg}$  de metacaulino e  $86,4\text{ Kg}$  de activador. Aquando da primeira preparação da mistura, depois de colocados todos os materiais na betoneira, o preparado aqueceu e endureceu rapidamente, o que impossibilitou a utilização da mistura, uma vez que não tinha a trabalhabilidade necessária para a colocação da mistura no molde.

Por conseguinte, de modo a contornar o sucedido, a solução encontrada consistiu em aumentar a percentagem de ativador e acelerar o processo de produção e de colocação da mistura. Nesta segunda tentativa, as quantidades utilizadas foram as seguintes:  $160\text{ Kg}$  de areia,  $55,9\text{ Kg}$  de ligante e  $83,2\text{ Kg}$  de activador. Com as quantidades referidas conseguiu-se construir 5 vigas, 5

cubos de aresta  $150\text{ mm}$  e 12 provetes  $40\text{ mm}\times 40\text{ mm}\times 160\text{ mm}$ . De referir ainda o facto de, na parte final do processo, parte da mistura ter sido desperdiçada, em virtude da reduzida trabalhabilidade. À semelhança dos elementos contruídos com cinzas volantes, nos presentes elementos também se colocou filme plástico de modo a que não ocorresse evaporação da fase líquida.

Importa referir que, findo o processo, após meia hora, as vigas apresentavam uma temperatura superficial de  $47^{\circ}\text{C}$ , algo que não se verificou nos provetes e nos cubos.

Relativamente aos valores característicos deste material, através do ensaio de tração por flexão em fase elástica obteve-se o módulo de elasticidade  $E_0=16,5\text{ GPa}$ .

Os restantes valores característicos resistentes são apresentados no Quadro 3.6. Estes valores foram avaliados em ensaios equivalentes aos descritos para as cinzas. Salienta-se ainda que o valor usado para a metodologia EC2 foi de  $f_{mm}=36,9\text{ MPa}$ .

Quadro 3.6 – Valores característicos resistentes do metacaulino.

Ensaio	Elemento	Tempo (dias)	Valores (MPa)
Rotura à tração por flexão ( $f_{mtm}$ )	Provetes	11	3,68
		20	4,23
Rotura à compressão ( $f_{mm}$ )	Provetes	11	32,5
		20	36,9
Rotura à compressão ( $f_{mm}$ )	Cubos	17	28,9

### 3.4 Esquema de ensaio e instrumentação

Na Figura 3.9 está representado o diagrama de carregamento simétrico adotado para os ensaios das vigas. As vigas encontravam-se simplesmente apoiadas, sendo que os apoios foram colocados a  $5\text{ cm}$  de cada extremo da viga. Simetricamente, foram posicionadas duas cargas verticais  $P/2$ , espaçadas de  $45\text{ cm}$ , atingindo assim flexão pura, ou seja, inexistência de esforço transversal na zona central da viga e portanto um troço central de momento fletor constante. Ainda na Figura 3.9, apresentam-se os diagramas resultantes de esforço transversal  $V$  e de momento fletor  $M$ , previstos teoricamente, desprezando o peso próprio das vigas.

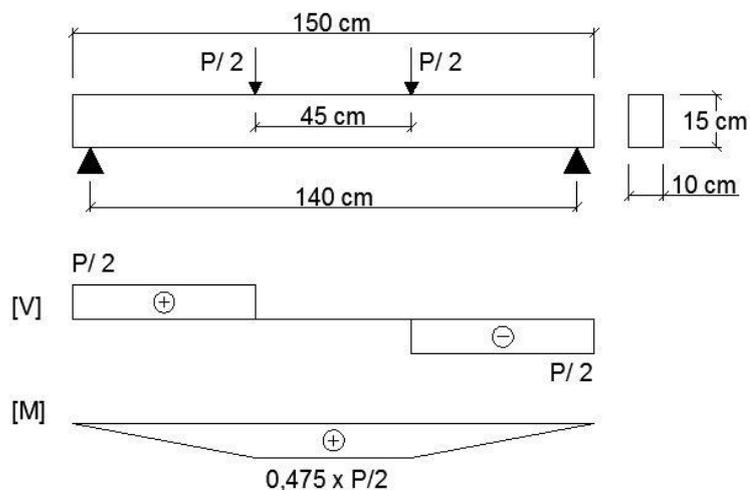


Figura 3.9 – Diagramas de carga e de esforços teóricos nas vigas.

O esquema geral de ensaio é ilustrado na Figura 3.10, dando, desta forma, uma melhor percepção do sistema de carga, dos apoios e do posicionamento dos defletómetros.

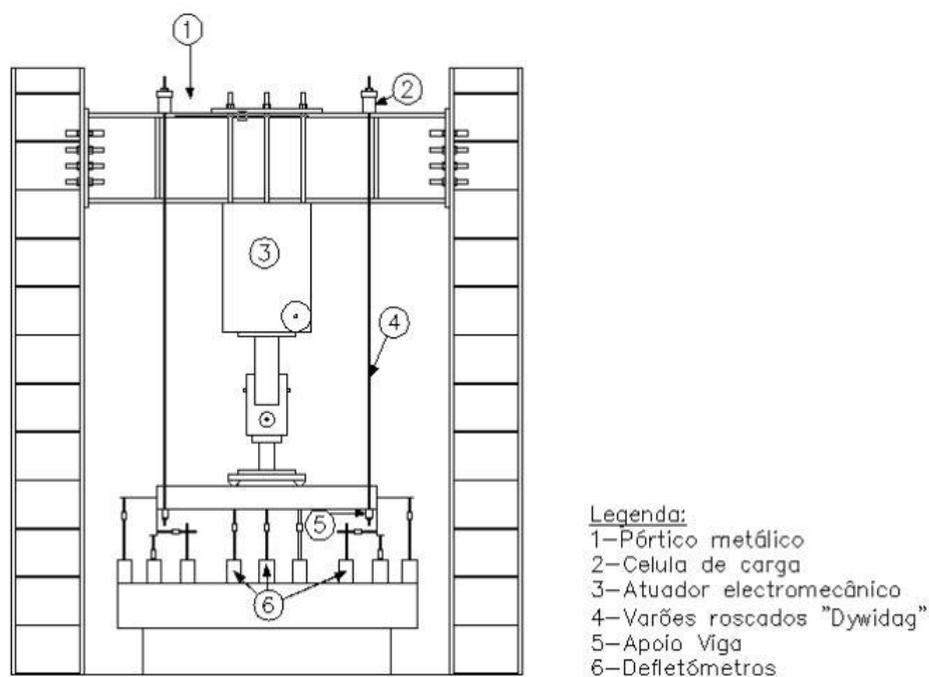


Figura 3.10 – Esquema geral de ensaio (Ribeiro, 2014).

De acordo com o esquema apresentado, os ensaios realizaram-se recorrendo a um pórtico pertencente ao laboratório. O elemento a ensaiar encontrava-se suspenso através de dois pares de varões, do tipo "dywidag", com 15 mm de diâmetro. O sistema de carga, constituído por duas cargas pontuais, impostas através do atuador eletromecânico às vigas, foi aplicado através de meios cilindros de aços, afastados de 45 cm. Nas zonas de aplicação das cargas e nos apoios

da viga colocaram-se placas de Neoprene entre os elementos metálicos e a viga, de modo a evitar o esmagamento pontual do material e garantir uma melhor distribuição de tensões. No topo do pórtico, junto de cada um dos varões que garantiam a suspensão da viga, colocaram-se 4 células de carga com o objetivo de medir as reacções de apoio. A carga total aplicada  $P$  resulta então da soma das reacções de apoio medidas.

Relativamente à medição das deformações, a metodologia consistiu em colocar 9 defletómetros ao longo da viga a ensaiar. Em cada topo da viga colocaram-se três defletómetros para medirem as deformações horizontal, vertical e a rotação. Por fim, colocaram-se 3 defletómetros na zona central da viga; dois deles na vertical das cargas aplicadas e o último a meio vão da viga, para a medição dos deslocamentos na secção central. Na Figura 3.11 apresenta-se uma fotografia de um ensaio realizado numa das vigas.

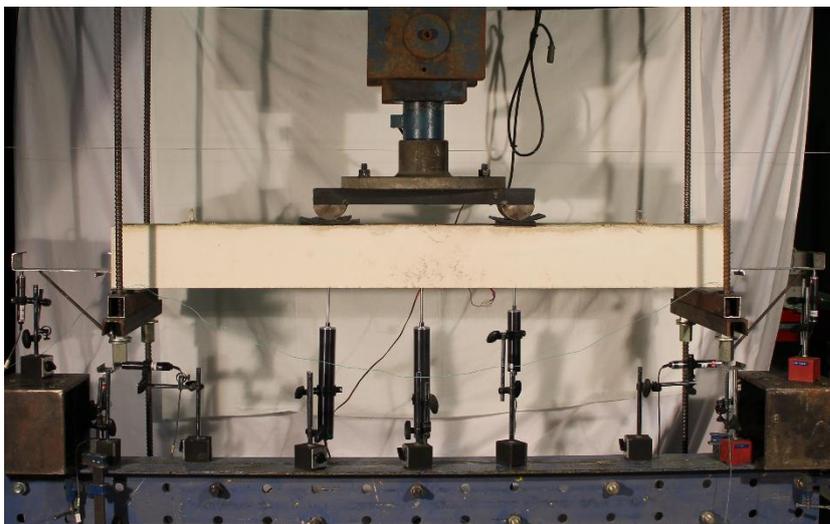


Figura 3.11 – Início do ensaio de uma das vigas.

## 4 RESULTADOS

No presente capítulo expõem-se os resultados obtidos para cada uma das quinze vigas apresentadas no Capítulo 3. Apresentam-se os resultados experimentais e comparam-se os mesmos com os resultados teóricos, obtidos através do programa ANL de análise não linear de vigas de betão armado, e ainda com base nas metodologias mencionadas no Capítulo 2, designada por EC2.

As 15 vigas estão agregadas em 5 grupos, de modo a facilitar a interpretação dos resultados. A divisão das vigas foi realizada tendo em conta a armadura tracionada utilizada. Inicialmente apresentam-se os resultados das vigas menos armadas designadas por insuficientemente armadas ( $A_s=2\phi6$ ), segue-se com as vigas fracamente armadas ( $A_s=3\phi6$ ), depois os resultados das vigas pouco armadas ( $A_s=4\phi6$ ), continua-se com as vigas normalmente armadas ( $A_s=3\phi8$ ) e por fim as vigas mais armadas, designadas por suficientemente armadas ( $A_s=4\phi8$ ).

### 4.1 Aspetos gerais

Os ensaios efetuados nas quinze vigas realizaram-se com controlo de deslocamentos. Esta metodologia permite avaliar a resposta das vigas para lá do ponto de carga máxima, i.e. numa fase decrescente da capacidade resistente da viga. Inicialmente, a velocidade imposta foi de  $0,003\text{ mm/s}$  e posteriormente, quando a viga entrava em fase de plastificação, aumentou-se a velocidade, pelo menos para o dobro, até à rotura. O intervalo de tempo médio estimado de ensaio para cada viga era de cerca de três horas.

Todos os ensaios iniciaram-se com uma ligeira pré-carga, imposta pelo atuador eletromecânico, de modo a eliminar as folgas entre a viga e os apoios, ou os pontos da ação. A pré-carga não poderia ser mais do que uma fração reduzida da carga de fissuração. É de salientar que, durante o ensaio foi necessário reposicionar alguns defletómetros, sempre que o seu curso se encontrasse próximo do final. Numa fase bastante avançada do ensaio, os defletómetros eram retirados de modo a protegê-los da fase de rotura da viga.

A análise e a comparação dos resultados são realizadas com base no diagrama carga-deslocamento ( $P-d$ ). A carga total aplicada sobre a viga,  $P$ , é obtida através da soma das cargas registadas nas quatro células de carga colocadas sob os apoios. O deslocamento transversal no centro da viga,  $d$ , também designado por flecha, é calculado subtraindo ao deslocamento a meio vão da viga a média da soma dos assentamentos dos apoios. Em geral, no diagrama  $P-d$ , de uma estrutura de betão armado, conseguem-se identificar três fases do seu comportamento

característico: o Estado *I*, o Estado *II* e por último o Estado *III*. O Estado *I* vai desde a origem até ao ponto de fissuração,  $P_{cr}$ , ao qual está associado a rigidez  $K_I$ . O Estado *II*, associado à rigidez  $K_{II}$ , vai desde o ponto  $P_{cr}$  até ao ponto de cedência das armaduras,  $P_y$ . Por último, o estado de plastificação da viga, o Estado *III*, tem origem no ponto  $P_y$ , passa pelo ponto de carga máxima,  $P_{máx}$ , e termina no ponto de carga última,  $P_{últ}$ .

Na Figura 4.1 apresenta-se um diagrama  $P-d$  tipo de forma a visualizar-se os referidos pontos característicos, assim como a metodologia usada para a sua determinação. Os pontos característicos referidos foram obtidos recorrendo a 3 rectas, representadas a tracejado na Figura 4.1. Cada reta foi obtida por aproximação ao maior número possível de pontos da fase de comportamento correspondente, i.e. ao Estado *I*, Estado *II* e Estado *III*. Posto isto, a interseção da reta que representa o Estado *I* com a reta que representa o Estado *II* determina o valor da carga do ponto  $P_{cr}$ . A partir da interseção da reta que representa o Estado *II* com a interseção da reta que representa o Estado *III* determinou-se o deslocamento referente ao ponto  $P_y$ . Importa realçar que todos os pontos característicos são definidos na curva experimental.

O fator de ductilidade de cada viga, ou seja, a relação entre a deformação para 85% da carga máxima,  $d_{85}$ , e a deformação no ponto de cedência,  $d_y$ , será avaliado. A amplitude da fase de fissuração relativamente à fase elástica, definida pelo quociente entre a deformação no ponto de cedência,  $d_y$ , e a deformação no ponto de fissuração,  $d_{cr}$ , será determinada para assim se avaliar a extensão relativa do Estado *II*.

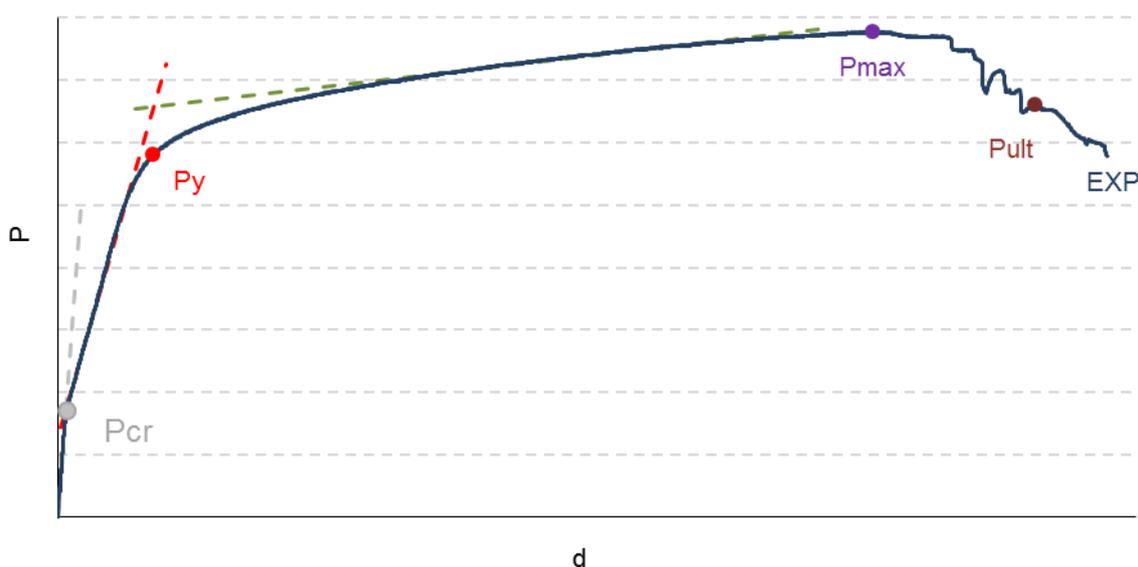


Figura 4.1 – Diagrama carga-deslocamento tipo.

Os resultados teóricos apresentados foram estimados recorrendo a duas metodologias distintas, ambas descritas no Capítulo 2: o programa ANL de análise não linear, apresentado por Bruno Ribeiro (2008) e seguindo o regulamento EC2 (EN1992-1-1, 2004). Os desvios expostos são

definidos para ambas as alternativas, em relação aos valores obtidos experimentalmente. O desvio de uma quantidade A relativamente a B é determinado por:

$$desvio = \frac{|A - B|}{B} \quad (4.1)$$

Em relação aos diagramas  $P-d$ , adoptou-se a cor azul-escura para a curva experimental, a curva teórica ANL representa-se a cor azul-clara e para a curva teórica EC2 optou-se por cor de laranja-clara.

Importa também referir que o programa ANL efetua uma análise incremental de cargas, ou seja, a rotura acontece quando é atingida a carga máxima de resistência. Deste modo, com este programa não é possível avaliar o ponto de carga última.

## 4.2 Vigas insuficientemente armadas

Neste ponto apresentam-se os resultados dos ensaios das vigas insuficientemente armadas, designadas por *ARG1*, *META1* e *CINI*. Na construção destas três vigas utilizou-se  $2\phi 6$ , do aço *A500ER*, tanto na armadura tracionada como na armadura comprimida ( $A_s=0,57 \text{ cm}^2$ ;  $\rho=0,38\%$ ). Na armadura de esforço transversal usou-se estribos de 2 ramos  $\phi 4$  espaçados de 7 cm ao longo de toda a viga, sendo esta uma característica de todas as vigas construídas para o presente trabalho.

### 4.2.1 Viga ARG1

A Viga *ARG1* construída com argamassa, foi ensaiada a 15/05/2014, 34 dias após a colocação da mistura no molde. O valor médio expectável da tensão de rotura da argamassa à compressão foi  $f_{cm}=41,6 \text{ Mpa}$ . O ensaio iniciou-se impondo à viga uma pré-carga de  $0,23 \text{ kN}$  e uma velocidade de deformação de  $0,003 \text{ mm/s}$ . Foram realizadas três alterações da velocidade: a primeira foi efetuada após  $2h10min$ , alterando-se para  $0,006 \text{ mm/s}$ ; a segunda para  $0,01 \text{ mm/s}$  após  $2h30min$ ; por fim, após  $3h30min$  a velocidade foi alterada para  $0,02 \text{ mm/s}$ . O ensaio teve a duração de  $3h50min$ , findando aquando do colapso da viga por rotura da armadura de tração, como se esperava, observando-se uma flecha máxima de 9 cm e um comprimento máximo de  $152,1 \text{ cm}$ , ou seja, alongando 2,6 cm na zona tracionada. Salienta-se ainda que na zona comprimida da viga ocorreu algum esmagamento do betão. Quanto ao desenvolvimento das fissuras, estas ocorreram na zona central da viga, como esperado, tendo dimensões características do tipo de material em questão.

Na Figura 4.2 apresentam-se os gráficos carga-deslocamento relativos aos diagramas experimental, teórico ANL e EC2 da Viga *ARG1*, assim como os seus pontos característicos. Nesta figura conseguem-se distinguir as três fases típicas do comportamento das estruturas: a fase elástica, ou Estado I; a fase de desenvolvimento da fissuração, ou Estado II; e por fim, a fase plástica, ou Estado III. A curva ANL aproxima-se significativamente da curva

experimental, até ao ponto de carga  $P_y$ . Depois disso existe algum desfasamento. A curva teórica EC2 afasta-se da curva experimental a partir do ponto de fissuração. Qualitativamente, os deslocamentos ao nível do ponto de fissuração  $d_{cr}$  são quase que coincidentes. No ponto de cedência  $d_y$  a metodologia EC2 não consegue determinar metade do valor experimental, uma situação insegura portanto. Observa-se também um valor reduzido do deslocamento  $d_{cr}$ , relativamente a  $d_y$ , e um longo patamar de plastificação,  $d_{ult}-d_y$ . A Viga ARG1 atingiu uma deformação de aproximadamente 50 mm, correspondente à carga máxima de 21 kN. Na rotura, a flecha é superior a 60 mm.

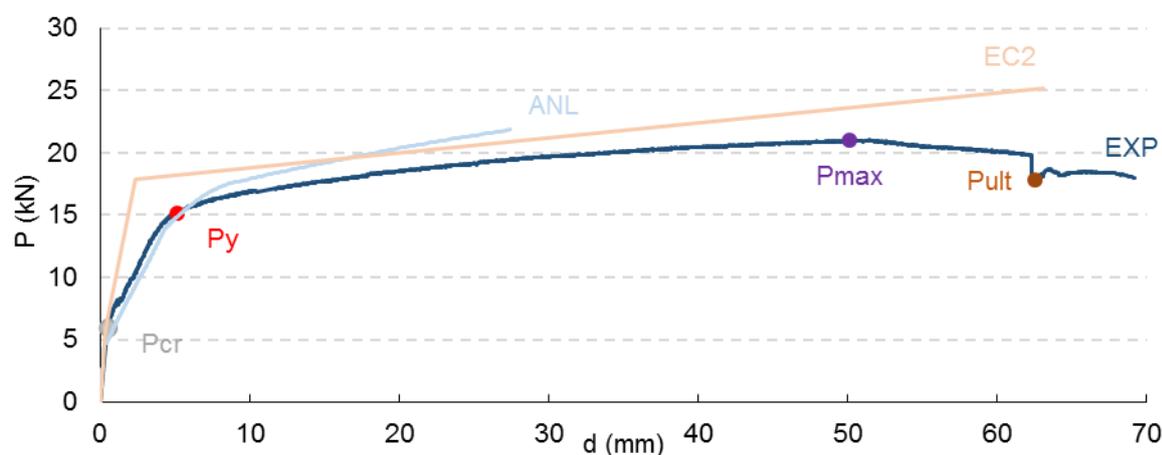


Figura 4.2 – Diagramas  $P-d$  experimental e teóricos da Viga ARG1.

No Quadro 4.1 clarifica-se a análise da Figura 4.2, apresentando-se os valores característicos dos deslocamentos.

Quadro 4.1 – Valores dos deslocamentos nos pontos das curvas  $P-d$  da Viga ARG1.

Deslocamentos [mm]	$d_{cr}$	$d_y$	$d_{m\acute{a}x}$
Experimental	0,34	4,70	49,9
ANL	0,42	5,68	27,4
Desvio ANL	24%	21%	45%
EC2	0,33	2,32	63,1
Desvio EC2	2%	50,6%	26,4%

O valor de  $d_{cr}$  calculado pelo EC2 coincide com o valor experimental. O valor ANL exibe algum desvio que pode ser entendido no contexto do reduzido valor experimental, o qual é de muito difícil avaliação. Relativamente aos valores  $d_y$  é significativo o desvio do valor do EC2, enquanto que o valor ANL continua moderado. Por último, em relação aos valores  $d_{m\acute{a}x}$  os desvios, sendo da mesma ordem, invertem-se.

Refere-se ainda que, na carga última, a viga atingiu uma deformação de 62,4 mm, apresentando por isso um fator de ductilidade de 13,3, o que significa um comportamento bastante dúctil,

visível no grande patamar de plastificação. Quanto à amplitude da fase de fissuração relativamente à fase elástica, o valor é de 13,9.

No Quadro 4.2 expõem-se os valores da rigidez para o Estado I,  $K_I$ , e para o Estado II,  $K_{II}$ , bem como o quociente  $K_I/K_{II}$ .

Quadro 4.2 – Valores característicos da rigidez para a Viga ARG1.

Rigidez	$K_I$	$K_{II}$	$K_I/K_{II}$
Experimental	19,7	2,50	7,87
ANL	17,9	2,09	8,56
Desvio ANL	9%	17%	9%
EC2	17,9	5,98	3,00
Desvio EC2	9%	139%	62 %

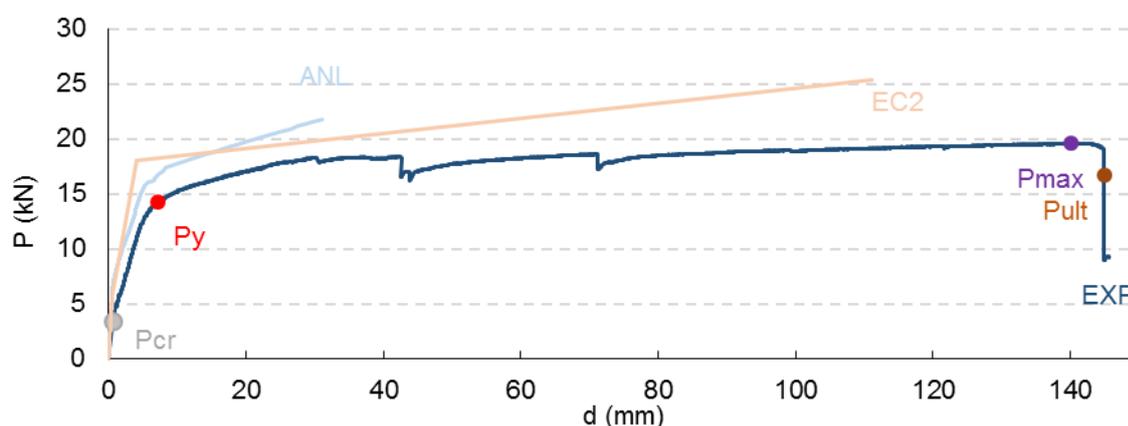
Os valores determinados teoricamente para a rigidez do Estado I são próximos do valor experimental. Para o Estado II, é moderado o desvio da metodologia ANL, mas, pelo EC2 o desvio é bastante significativo. De facto, o quociente  $K_I/K_{II}=3$ , sugerido no EC2, é significativamente distinto do valor agora apurado experimentalmente, o qual é aproximado pelo programa ANL.

#### 4.2.2 Viga META1

A Viga META1 era constituída com geopolímero, cujo ligante era o metacaulino, e com  $A_s=2\phi 6$ . O valor médio observado da tensão de rotura do geopolímero à compressão foi de  $f_{mm}=36,9 \text{ Mpa}$ . O ensaio desta viga realizou-se a 20 de Maio de 2014, 21 dias após a sua construção, com uma pré-carga inicial de 0,76 kN, a uma velocidade de 0,003 mm/s. A duração do ensaio foi de, sensivelmente, 3h20min, tendo havido 2 aumentos de velocidade no decorrer do ensaio. O primeiro ocorreu passado 1h38min do início, para 0,01 mm/s, e após mais 25 min, voltou a ser aumentada pra 0,02 mm/s. No final do ensaio verificou-se um acentuado esmagamento do material na parte central da viga. Contudo, a rotura deu-se pela armadura de tração. Salienta-se o surgimento de excessiva fissuração nas zonas laterais, entre os apoios e os pontos de aplicação de carga, as quais não influenciaram a resistência da viga. As fissuras na zona central mostraram ser semelhantes às das vigas de argamassa, todavia com dimensões superiores, como se exhibe na Figura 4.3.

Figura 4.3 – Ensaio da Viga *META1*.

As curvas  $P-d$ , referentes aos diagramas experimental e teóricos ANL e EC2, da Viga *META1*, bem como os seus pontos característicos, apresentam-se na Figura 4.4. Rapidamente se percebe que também neste material se distinguem as três fases características do comportamento: a de pré fissuração, a de desenvolvimento de fissuras e a de plastificação após cedência de armaduras. Até ao ponto de carga  $P_y$ , a curva ANL afasta-se ligeiramente da curva experimental. Depois, o distanciamento agrava-se. Relativamente à curva teórica EC2, esta afasta-se significativamente da curva experimental, logo a partir do ponto de carga  $P_{cr}$ . Ao nível do ponto de fissuração, os deslocamentos  $d_{cr}$  são relativamente equivalentes para as 3 metodologias. No ponto de cedência, ou seja, ao nível do deslocamento  $d_y$ , a metodologia ANL é a que se aproxima mais do valor experimental. Comparativamente à Viga *ARG1*, o valor do deslocamento  $d_{cr}$  também é aqui reduzindo relativamente a  $d_y$ , e também existe um extenso patamar de plastificação. A viga mostrou-se bastante dúctil, alcançando uma deformação superior a 14 cm, correspondente a uma carga máxima de 20 kN.

Figura 4.4 – Diagramas  $P-d$  experimental e teóricos da Viga *META1*.

No Quadro 4.3 apresentam-se os valores característicos dos deslocamentos. Os valores dos desvios correspondentes a  $d_{cr}$  e  $d_y$  alcançados pela metodologia ANL e EC2 podem considerar-se como desvios moderados. Ao nível do deslocamento  $d_{máx}$ , verifica-se que a metodologia EC2 é a que mais se aproxima do valor experimental.

O fator de ductilidade da Viga *META1* é igual a 20,3, o qual reflete o valor da deformação última de 145 mm. O valor da amplitude da fase de fissuração relativa à fase elástica é de 12,3.

Quadro 4.3 – Valores dos deslocamentos nos pontos das curvas *P-d* da Viga *META1*.

Deslocamentos [mm]	$d_{cr}$	$d_y$	$d_{máx}$
Experimental	0,58	7,15	140
ANL	0,68	5,05	31,1
Desvio ANL	17%	29%	78%
EC2	0,55	4,16	111
Desvio EC2	6%	42%	21%

Os valores da rigidez  $K_I$  e  $K_{II}$ , assim como o quociente  $K_I/K_{II}$  apresentam-se no Quadro 4.4. Neste caso, verifica-se que a metodologia EC2 não consegue estimar os valores da rigidez desta viga. No caso da metodologia ANL, também é significativo o desvio para a rigidez do Estado I. Relativamente ao quociente  $K_I/K_{II}$ , constata-se que o valor obtido experimentalmente se aproxima mais do valor sugerido pelo EC2.

Quadro 4.4 – Valores característicos da rigidez para a Viga *META1*.

Rigidez	$K_I$	$K_{II}$	$K_I/K_{II}$
Experimental	6,10	2,11	2,89
ANL	10,9	1,87	5,83
Desvio ANL	79%	11%	102%
EC2	10,3	3,42	3,00
Desvio EC2	68%	62%	4%

### 4.2.3 Viga CIN1

A Viga *CIN1*, construída com geopolímero de cinzas, foi ensaiada 32 dias depois da sua construção. A tensão espectral média de rotura do material à compressão era de  $f_{jm}=25,7$  MPa. O ensaio durou cerca de 3h11min, sempre com velocidade constante de 0,03 mm/s e com uma pré-carga inicial de 0,86 KN. O colapso ocorreu como previsto, por rotura da armadura de tração, sendo que a flecha atingida foi de 11,7 cm, com um alongamento de 2,8 cm.

Importa referir, como já mencionado no Capítulo 3, que as vigas, cujo ligante eram as cinzas, já se encontravam fissuradas antes de se iniciar os ensaios, levando a que não seja detetável o Estado I. Na Figura 4.5 apresenta-se as curvas *P-d*, experimental, teórico ANL e EC2, da presente viga, assim como os seus pontos característicos. É visível a discordância entre as várias curvas. Na carga última, a deformação da viga foi de 13,1 cm, exibido assim um fator de ductilidade de 10,9, ou seja, equivalente ao da viga de argamassa, mas bastante inferior ao da viga de metacaulino.

No Quadro 4.5 são apresentados os valores característicos assim como os respectivos desvios obtidos pelas várias metodologias. Os desvios, considerados como significativos, encontram justificação na fissuração existente nas vigas. Desvios equivalentes foram avaliados ao nível dos valores da rigidez  $K_{II}$ .

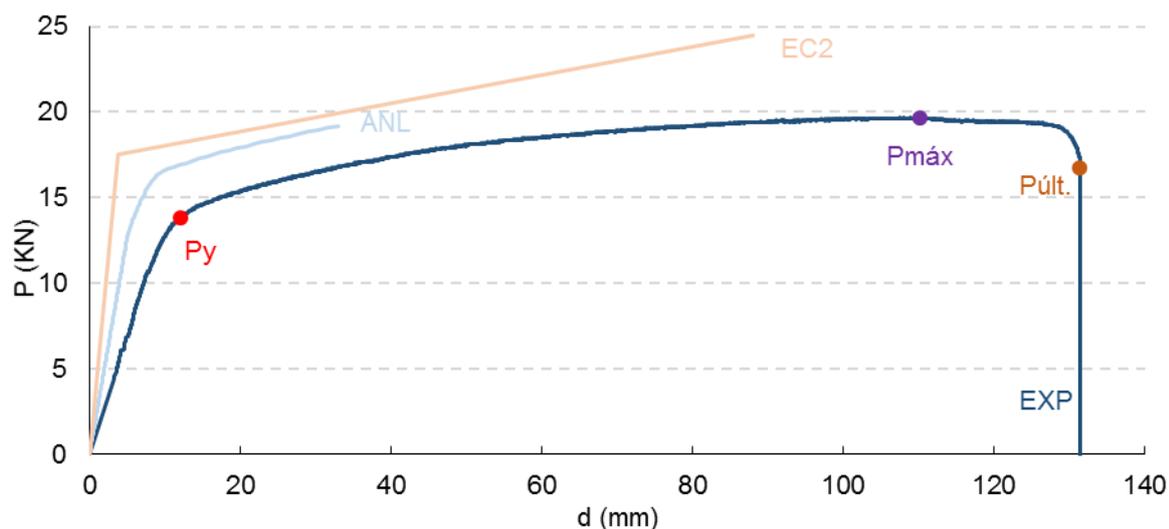


Figura 4.5 – Diagramas  $P-d$  experimental e teóricos da Viga *CIN1*.

Quadro 4.5 – Valores dos deslocamentos nos pontos das curvas  $P-d$  da Viga *CIN1*.

Deslocamentos [mm]	$d_y$	$d_{máx}$
Experimental	12,1	110
ANL	6,68	32,9
Desvio ANL	45%	70%
EC2	3,63	88,0
Desvio EC2	70%	20%

### 4.3 Vigas fracamente armadas

No presente ponto apresentam-se os resultados dos ensaios das 3 vigas fracamente armadas: *ARG2*, *META2* e *CIN2*. Estas vigas foram construídas com aço *A500ER*; na armadura tracionada  $3\phi 6$  ( $A_s=0,85\text{cm}^2$ ;  $\rho=0,57\%$ ) e na armadura comprimida  $2\phi 6$  ( $A_s'=0,57\text{cm}^2$ ). A armadura de esfoço transversal manteve-se constante relativamente ao grupo anteriormente apresentado.

#### 4.3.1 Viga ARG2

A Viga *ARG2* foi ensaiada no dia 15 de Maio de 2014, 34 dias depois da colocação da mistura no molde ( $f_{cm}=41,6\text{ MPa}$ ). O ensaio iniciou-se com uma pré-carga de  $0,29\text{ KN}$  e uma velocidade de  $0,003\text{ mm/s}$ . Após  $1\text{h}47\text{min}$  duplicou-se a velocidade. Decorridas  $2\text{h}02\text{min}$ , voltou-se a

aumentar a velocidade para  $0,01 \text{ mm/s}$ , tendo sido a velocidade que se manteve até ao final do ensaio. O ensaio terminou ao fim de  $2\text{h}26\text{min}$  devido à rotura da armadura de tração, com algum esmagamento do material na parte comprimida da zona central da viga. A viga alongou cerca de  $2,4 \text{ cm}$ .

Na Figura 4.6 observam-se as curvas  $P-d$ , experimental e teóricas. De realçar a proximidade da curva ANL relativamente à curva experimental até ao ponto  $P_y$ , ocorrendo a partir daí um ligeiro afastamento. Em relação à curva EC2, verifica-se uma boa aproximação no Estado I e um crescente afastamento ao longo do Estado II. O valor do deslocamento  $d_y$  regista metade do valor experimental. Após este ponto, verifica-se uma tangencia na curva experimental. No ponto de carga máxima, o deslocamento  $d_{máx}$  previsto é muito bom. É de realçar também o grande patamar de plastificação,  $d_{ult}-d_y$ , visível na Figura 4.6.

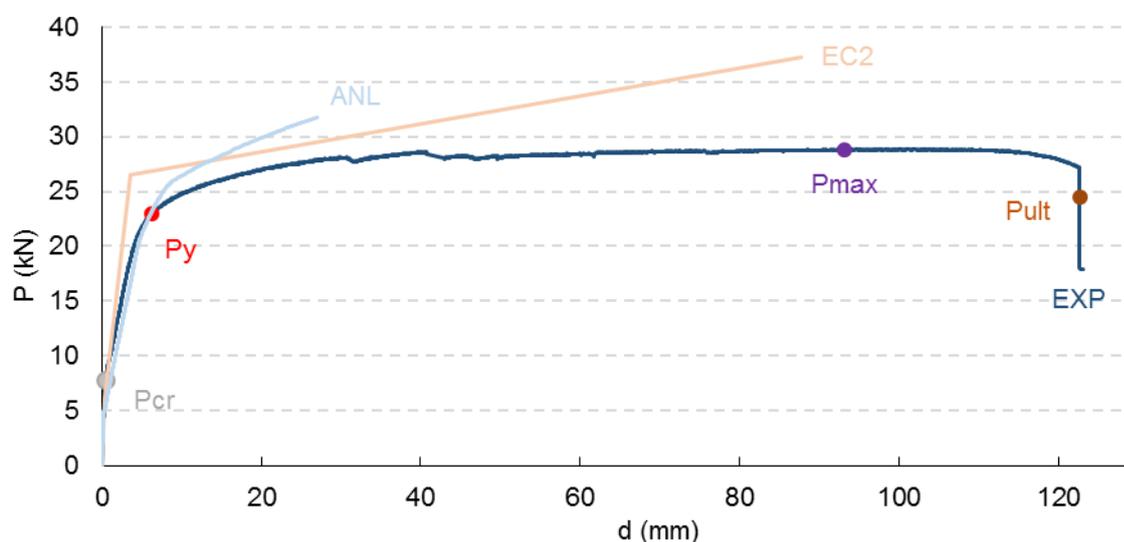


Figura 4.6 – Diagramas  $P-d$  experimental e teóricos da Viga ARG2.

Para um estudo mais detalhado da Figura 4.6, apresenta-se o Quadro 4.6, onde se mostram os resultados obtidos através dos três métodos. Para o deslocamento  $d_{cr}$  verifica-se que a metodologia ANL determina um desvio que se pode considerar reduzido, mas já é considerável no caso do EC2. De salientar que, neste caso, o valor experimental é superior ao espectável, tendo em conta, por exemplo, os resultados da viga anterior. No deslocamento  $d_y$ , a metodologia ANL aproxima-se significativamente do valor experimental, enquanto que para a metodologia EC2 o desvio é significativo; pouco mais de metade do valor experimental. Em relação ao deslocamento  $d_{máx}$ , é de salientar a aproximação da metodologia EC2. A viga atingiu uma flecha máxima de aproximadamente  $123 \text{ mm}$ , apresentando um comportamento bastante dúctil, com um fator de ductilidade de  $19,5$ . O valor da amplitude da fase de fissuração relativamente à fase elástica é de  $13$ .

Quadro 4.6 – Valores dos deslocamentos nos pontos das curvas  $P-d$  da Viga ARG2.

Deslocamentos [mm]	$d_{cr}$	$d_y$	$d_{m\acute{a}x}$
Experimental	0,49	6,29	93,1
ANL	0,37	6,02	27,0
Desvios ANL	23%	4%	71%
EC2	0,33	3,59	87,8
Desvios EC2	33%	43%	6%

No Quadro 4.7 constam os valores característicos da rigidez para a presente viga. Os desvios obtidos pela metodologia ANL são aceitáveis, assim como a rigidez  $K_I$  determinada pelo EC2. Contudo, a rigidez  $K_{II}$ , pelo EC2, apresenta um desvio inadmissível. O valor do quociente  $K_I/K_{II}$  obtido experimentalmente, e também pela ANL, é quase o dobro do sugerido pelo EC2.

Quadro 4.7 – Valores característicos da rigidez para a Viga ARG2.

Rigidez	$K_I$	$K_{II}$	$K_I/K_{II}$
Experimental	17,2	3,48	4,93
ANL	18,9	3,32	5,69
Desvios ANL	10%	5%	15%
EC2	18,8	6,26	3,00
Desvios EC2	9%	80%	39%

#### 4.3.2 Viga META2

A Viga META2 foi ensaiada 21 dias depois da data de colocação da mistura no molde, a 20 de Maio de 2014 ( $f_{mm}=36,9$  MPa). O ensaio teve início com uma pré-carga de 0,77 KN, a uma velocidade de 0,01 mm/s. Esta velocidade foi superior ao desejado. Por esse motivo, após 2 min de ensaio a velocidade foi reduzida para 0,005 mm/s, mantendo-se durante 3h01min. Posteriormente, voltou-se a aumentar a velocidade para 0,01 mm/s e seguidamente para 0,02 mm/s até à rotura da viga, a qual ocorreu após, aproximadamente, 3h38min. A rotura da viga deu-se por esmagamento do material comprimido e houve também instabilidade da armadura comprimida, na Figura 4.7 apresenta-se a viga META2 momentos antes da rotura. As aberturas das fendas existentes não foram tão grandes como na Viga META1. Relativamente à deformação, esta viga não teve a capacidade de deformação da primeira viga de metacaulino. Atingiu-se um comprimento de 151,3 cm e uma flecha de 8 cm.

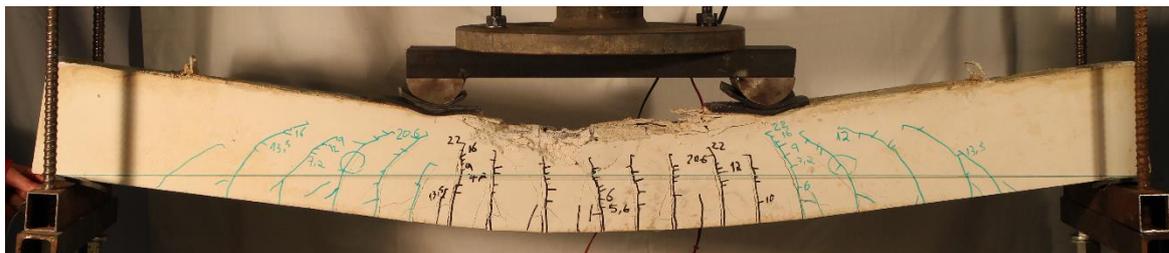
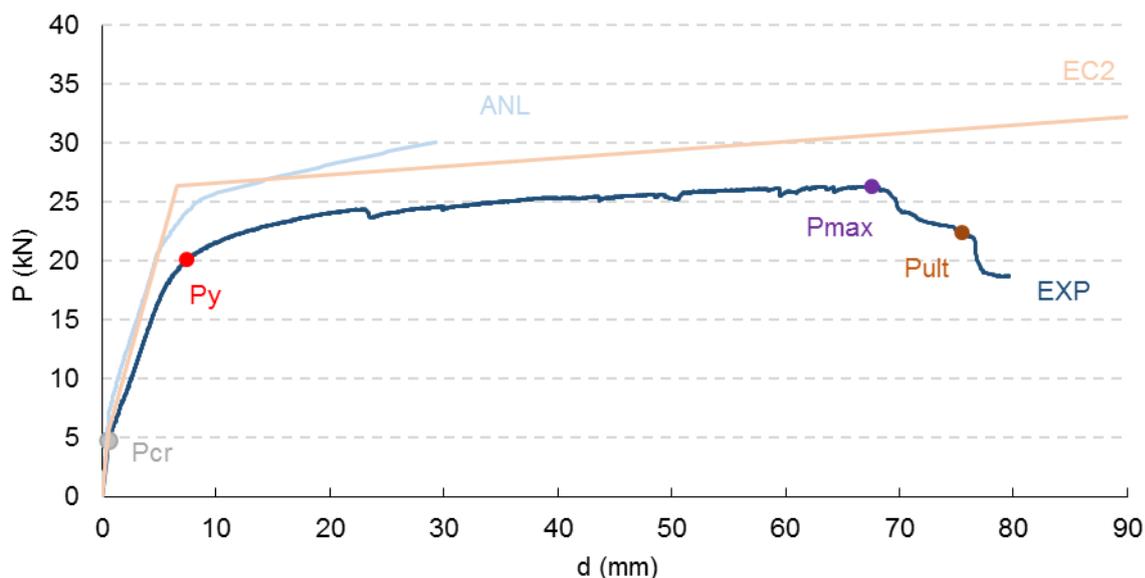


Figura 4.7 – Ensaio da Viga META2.

Na Figura 4.8 encontram-se representadas as curvas  $P-d$  e os respetivos pontos característicos. O seu comportamento assemelha-se ao da Viga *META1*. Inicialmente as 3 curvas estão relativamente próximas umas das outras. A partir do ponto  $P_{cr}$  evidencia-se algum distanciamento, sendo que a curva ANL se aproxima mais da curva experimental ao longo do Estado II. Mais uma vez se nota a existência de um longo patamar de plastificação,  $d_{ult}-d_y$ . Relativamente à deformação, a Viga *META2* apresenta valores bastante próximos da Viga *ARG1*.

De forma a complementar a análise da Figura 4.7, apresentam-se os valores característicos dos deslocamentos no Quadro 4.8. Nos pontos  $P_{cr}$  e  $P_y$ , tanto a metodologia ANL como a EC2 apresentam desvios aceitáveis. A viga atingiu uma deformação última de  $75,5\text{ mm}$ , ou seja, obteve-se um fator de ductilidade de  $10,1$ . Comparativamente com as vigas anteriores, esta apresenta um fator de ductilidade próximo das Vigas *ARG1* e *CIN1*. A amplitude da fase de fissuração referente à fase elástica vale  $13,0$ .

Figura 4.8 – Diagramas  $P-d$  experimental e teóricos da Viga *META2*.

Quadro 4.8 – Valores dos deslocamentos nos pontos das curvas  $P-d$  da Viga *META2*.

Deslocamentos [mm]	$d_{cr}$	$d_y$	$d_{máx}$
Experimental	0,57	7,45	67,5
ANL	0,61	5,46	29,3
Desvios ANL	6%	27%	57%
EC2	0,55	6,56	157
Desvios EC2	4%	12%	132%

No Quadro 4.9 apresentam-se os resultados obtidos para a rigidez do Estado I e do Estado II. Tal como ao nível dos deslocamentos, os desvios apresentados pelas metodologias ANL e EC2 podem-se considerar como aceitáveis. Relativamente ao quociente  $K_I/K_{II}$ , verifica-se que ambas as metodologias se aproximam do valor sugerido pelo EC2.

Quadro 4.9 – Valores característicos da rigidez para a Viga *META2*.

Rigidez	$K_I$	$K_{II}$	$K_I/K_{II}$
Experimental	8,29	2,69	3,09
ANL	11,3	2,98	3,79
Desvios ANL	36%	11%	23%
EC2	10,4	3,45	3,00
Desvios EC2	25%	29%	3%

### 4.3.3 Viga CIN2

O ensaio decorreu no dia 20 de Maio de 2015, após 33 dias da colocação da mistura no molde ( $f_{mm}=25,7 MPa$ ). A pré-carga do ensaio foi de 0,67 kN, iniciando-se o ensaio a uma velocidade de 0,01 mm/s, durante 2h22min. Posteriormente alterou-se a velocidade para o dobro durante mais 28 min. Momentos antes do colapso da viga, mediu-se uma flecha de 13 cm e um alongamento de 2,2 cm. O colapso da viga deu-se pela rotura do aço de tração, tendo havido, na zona central, bastante deterioração do material, como se mostra na Figura 4.9.



Figura 4.9 – Pormenor do colapso da Viga CIN2.

Na Figura 4.10 apresentam-se os diagramas  $P-d$ . Recorrendo ao Quadro 4.10 consegue-se complementar a análise do diagrama  $P-d$ . Observando o diagrama obtido rapidamente se visualiza a discrepância das curvas obtidas pelas diferentes metodologias. Tal como acontece na Viga *CIN1*, a situação apresentada deve-se ao facto das vigas já se encontrarem fissuradas antes do início do ensaio, como se mostra na Figura 4.11. Para uma carga última, a viga obteve uma deformação de  $113 \text{ mm}$ . Apresenta também uma grande ductilidade, visível no longo patamar de plastificação. O fator de ductilidade é de  $11,9$ .

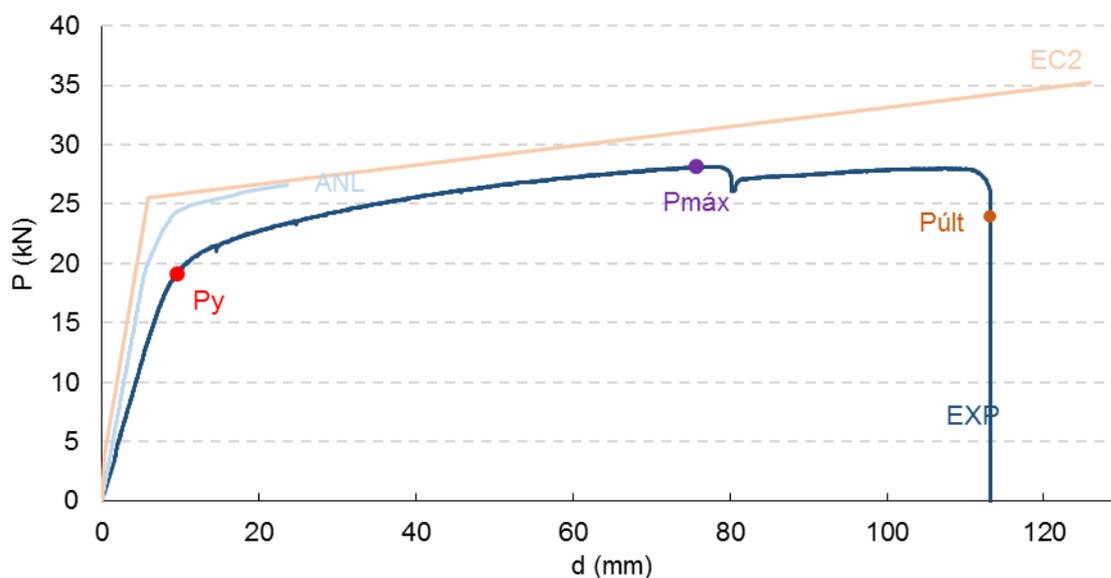


Figura 4.10 – Diagramas  $P-d$  experimental e teóricos da Viga *CIN2*.



Figura 4.11 – Fissuração existente antes de se iniciar o ensaio na Viga *CIN2*.

Quadro 4.10 – Valores dos deslocamentos nos pontos das curvas  $P-d$  da Viga  $CIN2$ .

Deslocamentos [mm]	$d_y$	$d_{m\acute{a}x}$
Experimental	9,54	75,7
ANL	6,92	23,5
Desvios ANL	27%	69%
EC2	5,79	126
Desvios EC2	39%	66%

#### 4.4 Vigas pouco armadas

As Vigas  $ARG3$ ,  $META3$  e  $CIN3$ , designadas por vigas pouco armadas, foram construídas utilizando na armadura longitudinal de tração 4 varões de  $\phi 6$  ( $A_s=1,13 \text{ cm}^2$ ;  $\rho=0,75\%$ ) e na armadura longitudinal de compressão 2 varões de  $\phi 6$  ( $A_s'=0,57 \text{ cm}^2$ ), sempre de aço  $A500ER$ . A armadura de esforço transversal foi igual às restantes vigas.

##### 4.4.1 Viga $ARG3$

A Viga  $ARG3$  foi ensaiada a 17 de Maio de 2014, 36 dias após a colocação da mistura no molde ( $f_{cm}=41,8 \text{ MPa}$ ). Iniciou-se o ensaio com uma pré-carga de  $0,56 \text{ KN}$ , a uma velocidade de  $0,003 \text{ mm/s}$ . Às  $5h44min$  alterou-se a velocidade para  $0,01 \text{ mm/s}$  e passados  $9 \text{ min}$  fez-se a última alteração da velocidade para o dobro. A duração do ensaio foi excessivamente longa, aproximadamente  $6h10min$ , a qual se justifica devido à existência de um bloqueio no controlador do actuador. Pouco antes do colapso, a viga tinha alongado  $3,3 \text{ cm}$  e uma flecha de  $7,5 \text{ cm}$ . A viga colapsou por rotura do material comprimido na parte central da viga.

Na Figura 4.12 apresentam-se as curvas  $P-d$ , muito semelhantes às curvas das vigas de argamassa anteriores. Até ao ponto  $P_y$ , a curva ANL é praticamente coincidente com a experimental. Posteriormente, afasta-se ligeiramente. A curva EC2 afasta-se ligeiramente no ponto de cedência, contudo a partir desse ponto tem tendência a aproximar-se da experimental. Mais uma vez, verifica-se uma elevada capacidade plástica.

Os valores dos pontos característicos das curvas e os respetivos desvios encontram-se no Quadro 4.11. Como habitual, a metodologia ANL é a que se aproxima mais dos valores experimentais, sendo que  $d_{cr}$  apresenta um desvio significativo. A metodologia EC2 apresenta sempre desvios significativos. A Viga  $ARG3$  exibe uma amplitude da fase de fissuração de  $10,4$ . A deformação correspondente à carga última foi de  $63,4 \text{ mm}$ , e o fator de ductilidade de  $10,2$ .

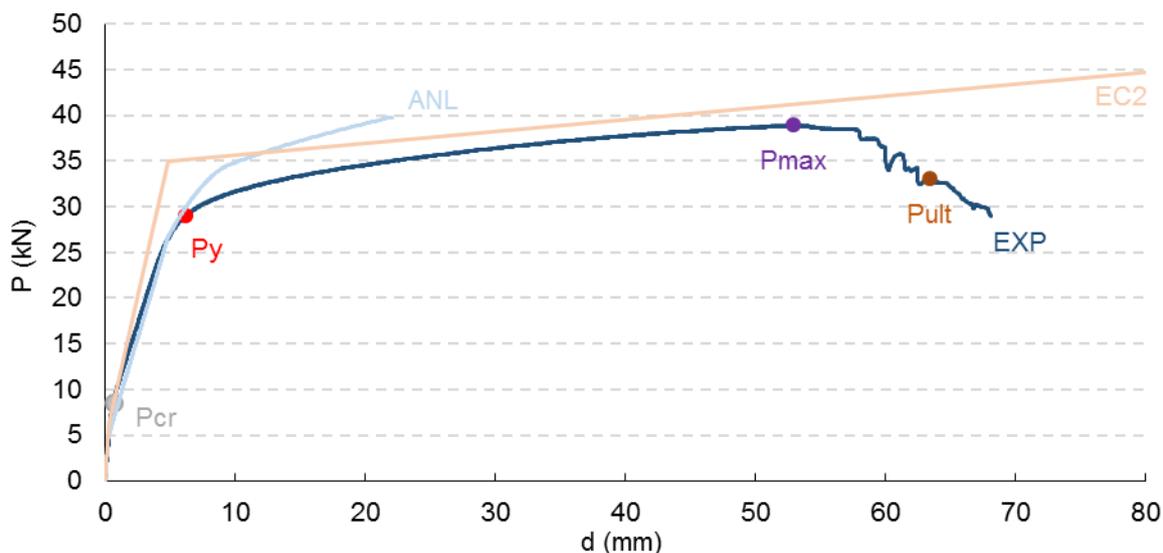


Figura 4.12 – Diagramas  $P-d$  experimental e teóricos da Viga ARG3.

Quadro 4.11 – Valores dos deslocamentos nos pontos das curvas  $P-d$  da Viga ARG3.

Deslocamentos [mm]	$d_{cr}$	$d_y$	$d_{m\acute{a}x}$
Experimental	0,60	6,21	52,9
ANL	0,35	6,28	22,4
Desvios ANL	42%	1%	58%
EC2	0,33	4,84	111
Desvios EC2	45%	22%	109%

O Quadro 4.12 apresenta os valores  $K_I$ ,  $K_{II}$  e o quociente  $K_I/K_{II}$ . A metodologia que mais se aproxima é a ANL. Neste caso o valor experimental do quociente está próximo do valor recomendado pelo EC2.

Quadro 4.12 – Valores característicos da rigidez para a Viga ARG3.

Rigidez	$K_I$	$K_{II}$	$K_I/K_{II}$
Experimental	16,3	4,27	3,83
ANL	19,3	4,54	4,25
Desvios ANL	18%	6%	11%
EC2	19,1	6,38	3,00
Desvios EC2	17%	49%	22%

#### 4.4.2 Viga META3

A Viga *META3* ensaiou-se 20 dias após a colocação da mistura no molde ( $f_{mm}=36,9\text{ MPa}$ ). O ensaio iniciou-se com uma pré-carga de  $0,89\text{ kN}$ , a uma velocidade constante de  $0,003\text{ mm/s}$ , até ao final do ensaio. Após  $1h09min$  deu-se o colapso da viga, por esmagamento do material na zona central da viga. Ao contrário das duas vigas de metacaulino analisadas anteriormente, a flecha foi algo reduzida, de apenas  $40\text{ mm}$ , aproximadamente. É importante referir a fissuração, elevada e de grandes dimensões, existente entre os apoios e os pontos de aplicação de carga. A Figura 4.13 mostra a viga instantes antes da rotura.

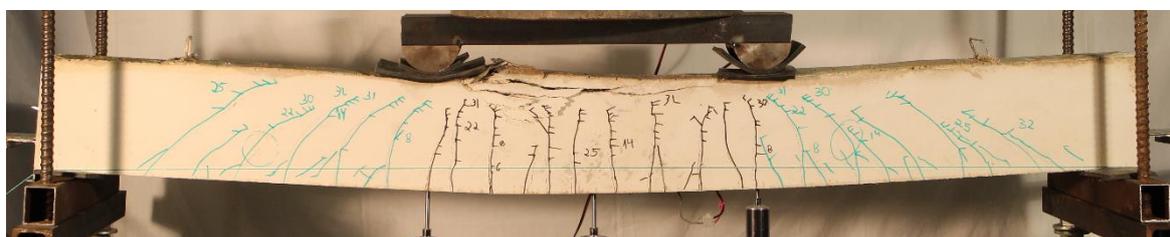


Figura 4.13 – Ensaio da Viga META3.

A Figura 4.14 apresenta os diagramas  $P-d$ , onde é notório o grande afastamento entre a curva experimental e as curvas teóricas. Embora apresente alguma capacidade plástica, o patamar de plastificação,  $d_{ult}-d_y$ , não é tão elevado quanto o das vigas anteriores. Através da análise do Quadro 4.13 consegue-se ter uma melhor perçetibilidade da Figura 4.14, nomeadamente em termos dos desvios no ponto  $d_{cr}$ . Para o ponto  $d_y$  os desvios são aceitáveis. A amplitude da fase de fissuração é de  $4,42$ . A deformação última foi de  $33,1\text{ mm}$ , obtendo-se um fator de ductilidade de  $4,09$ , ou seja, a presente viga apresenta-se menos dúctil que as duas primeiras vigas de metacaulino.

O Quadro 4.14 apresenta os valores característicos da rigidez. Os valores experimentais de  $K_I$  e  $K_{II}$  são bastante próximos, mostrando a dificuldade em perceber onde se encontrava o ponto de fissuração. Este aspeto, a par da comparação dos valores de  $K_I$  para as vigas anteriores, evidencia algum defeito comportamental desta viga ao nível do Estado I. Estes factos justificam o menor acerto na previsibilidade do comportamento desta viga.

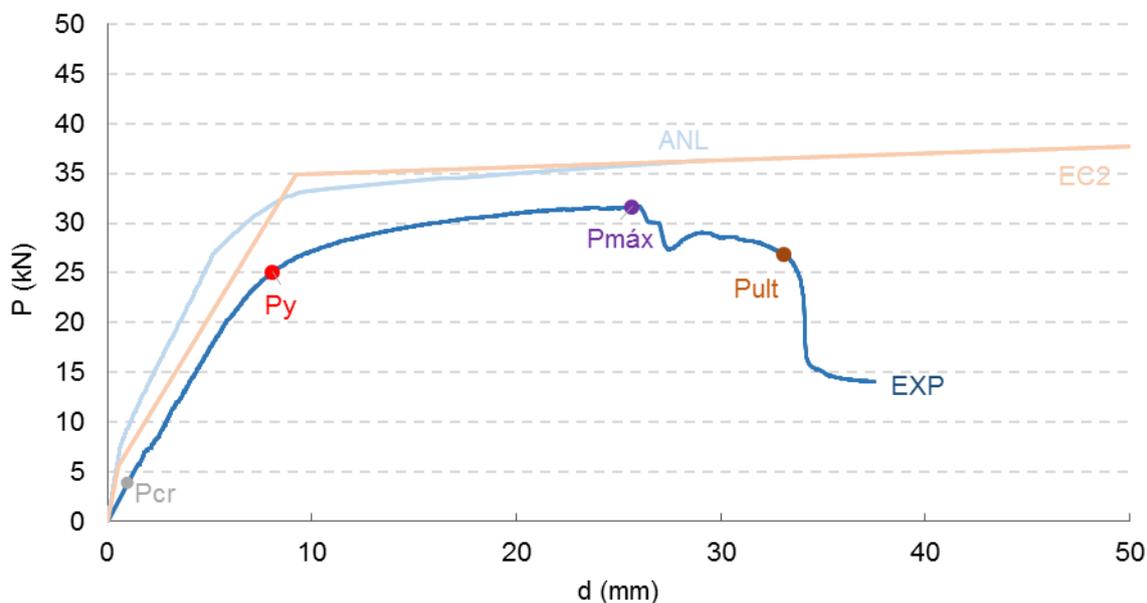


Figura 4.14 – Diagramas  $P-d$  experimental e teóricos da Viga *META3*.

Quadro 4.13 – Valores dos deslocamentos nos pontos das curvas  $P-d$  da Viga *META3*.

Deslocamentos [mm]	$d_{cr}$	$d_y$	$d_{máx}$
Experimental	1,83	8,08	25,7
ANL	0,70	6,72	29,3
Desvios ANL	62%	17%	14%
EC2	0,55	9,20	205
Desvios EC2	70%	14%	699%

Quadro 4.14 – Valores característicos da rigidez para a Viga *META3*.

Rigidez	$K_I$	$K_{II}$	$K_I/K_{II}$
Experimental	3,62	3,43	1,05
ANL	11,8	4,08	2,89
Desvios ANL	226%	19%	174%
EC2	10,2	3,49	3,00
Desvios EC2	181%	1%	184%

#### 4.4.3 Viga CIN3

A Viga *CIN3* ( $f_{fm}=25,7\text{ MPa}$ ) foi ensaiada após 32 dias à sua colocação da mistura no molde. O ensaio iniciou-se com uma pré-carga de  $0,67\text{ kN}$ , a uma velocidade de  $0,01\text{ mm/s}$ . Após  $1\text{h}37\text{min}$  foi duplicada. Depois de  $2\text{h}27\text{min}$ , aproximadamente, a viga atingiu a rotura por esmagamento do material comprimido e ainda por instabilização da armadura de compressão. Devido a um problema com o “Data Logger” os resultados registados foram perdidos e por essa razão não serão apresentados os diagramas *P-d* da Viga *CIN3*. Contudo, sabe-se que, a flecha obtida momentos antes da rotura era de  $8,1\text{ cm}$  e o comprimento de  $151,9\text{ cm}$ . A Figura 4.15 mostra o ensaio da presente viga.



Figura 4.15 – Ensaio da Viga CIN3.

#### 4.5 Vigas normalmente armadas

O grupo de vigas normalmente armadas é composto pelas Vigas *ARG4*, *META4* e *CIN4*. Foram construídas utilizando  $3\phi 8$  de aço *A500NR* na armadura longitudinal de tração ( $A_s=1,51\text{ cm}^2$ ;  $\rho=1,01\%$ ) e na armadura longitudinal de compressão por  $2\phi 6$  de aço *A600ER* ( $A_s'=0,57\text{ cm}^2$ ). A armadura de esforço transversal repete-se.

##### 4.5.1 Viga ARG4

A Viga *ARG4* foi ensaiada 37 dias depois da sua construção ( $f_{cm}=41,9\text{ MPa}$ ). O ensaio teve início com uma pré-carga de  $0,52\text{ kN}$  e uma velocidade inicial de  $0,003\text{ mm/s}$ . Após  $2\text{h}33\text{min}$  a velocidade foi duplicada, às  $2\text{h}50\text{min}$  a velocidade foi alterada para  $0,01\text{ mm/s}$  e por fim, às  $3\text{h}$ , voltou-se a duplicar a velocidade. O ensaio terminou após  $3\text{h}13\text{min}$  com a rotura do material comprimido e a instabilização da armadura comprimida, com um comprimento de  $152\text{ cm}$  e uma flecha de aproximadamente  $10\text{ cm}$ .

Através da Figura 4.16, que contém a representação dos diagramas *P-d* da Viga *ARG4*, consegue-se facilmente visualizar a proximidade das curvas até ao ponto de cedência. Posteriormente as curvas teóricas afastam-se da curva experimental. Outro aspeto evidente, consiste nas diferenças entre estas curvas e as curvas das 3 vigas anteriores, devido ao facto da armadura traccionada ser do tipo NR, i.e. laminado a quente. Ou seja, é notório o vértice da curva no ponto  $P_y$ . Para além disso, verifica-se que a deformação no ponto  $P_{máx}$  se encontra bastante próxima da de  $P_y$  e ainda as irregularidades na curva experimental a partir de  $P_y$ , que

se explicam com as roturas parciais do betão comprimido. O deslocamento último registado foi de  $108\text{ mm}$ , obtendo-se um valor de  $19$  para o fator de ductilidade; uma viga de elevada ductilidade portanto. A amplitude da fase de fissuração relativamente à fase elástica é de  $9,55$ .

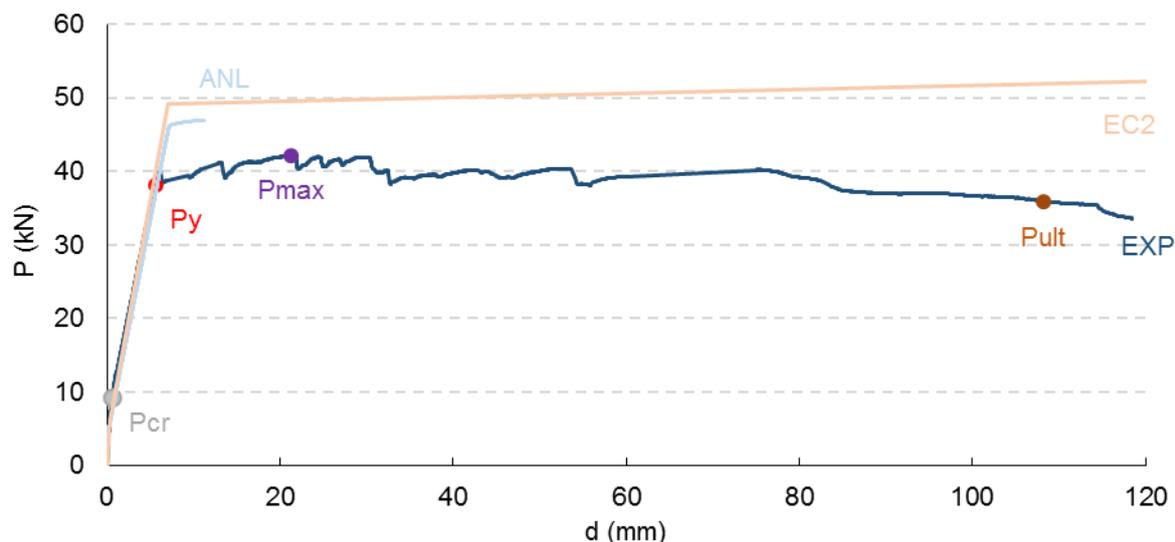


Figura 4.16 – Diagramas  $P-d$  experimental e teóricos da Viga ARG4.

Os Quadros 4.15 e 4.16 apresentam, respectivamente, os valores dos deslocamentos das três curvas e os valores característicos da rigidez da Viga ARG4. Os desvios no ponto  $P_{cr}$  são, em ambas as metodologias, significativos. Para  $d_y$ , os desvios obtidos já são reduzidos. Relativamente aos desvios calculados para  $K_I$  e  $K_{II}$ , verifica-se serem maiores para  $K_I$  relativamente a  $K_{II}$ . A relação  $K_I/K_{II}$  é próxima do valor recomendado pelo EC2, tanto experimentalmente como pela metodologia ANL.

Quadro 4.15 – Valores dos deslocamentos nos pontos das curvas  $P-d$  da Viga ARG4.

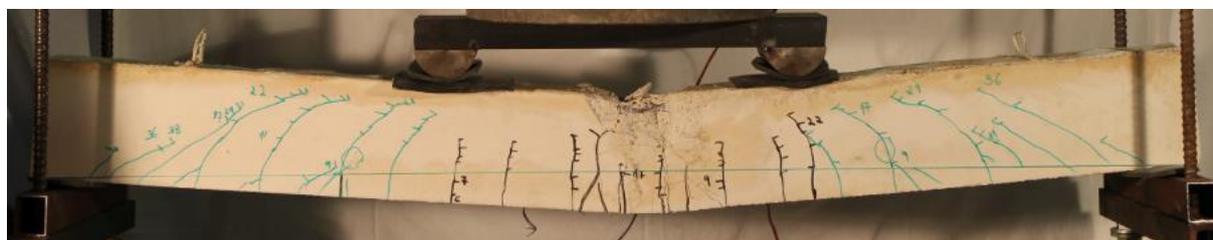
Deslocamentos [mm]	$d_{cr}$	$d_y$	$d_{m\acute{a}x}$
Experimental	0,59	5,68	21,3
ANL	0,29	7,22	11,2
Desvios ANL	52%	27%	47%
EC2	0,33	7,07	238
Desvios EC2	45%	24%	1016%

Quadro 4.16 – Valores característicos da rigidez para a Viga ARG4.

Rigidez	$K_I$	$K_{II}$	$K_I/K_{II}$
Experimental	15,9	5,86	2,70
ANL	19,6	5,72	3,43
Desvios ANL	24%	2%	27%
EC2	19,1	6,36	3,00
Desvios EC2	20%	8%	11%

#### 4.5.2 Viga META4

A Viga *META4* foi ensaiada 19 dias após a sua colocação da mistura no molde ( $f_{mm}=36,9\text{ MPa}$ ), com uma pré-carga de  $0,70\text{ kN}$ . O ensaio iniciou-se a uma velocidade de  $0,004\text{ mm/s}$  e depois de  $1h41min$  foi alterada para  $0,01\text{ mm/s}$ . O ensaio findou com a rotura da viga por esmagamento do material comprimido e instabilidade da armadura comprimida, após  $2h26min$ . Momentos antes da rotura, a viga apresentava uma flecha de aproximadamente  $5,6\text{ cm}$ , equivalente à Viga *META3*. Repetiu-se a elevada fissuração nas zonas laterais da viga. A Figura 4.17 apresenta a viga momentos antes da rotura.

Figura 4.17 – Ensaio da Viga *META4*.

A Figura 4.18 contém os diagramas  $P-d$  da Viga *META4*. Neste caso, as curvas teóricas estão relativamente próximas na fase inicial, mas a curva pela metodologia ANL afasta-se significativamente da curva experimental após a fissuração. A curva EC2 mantém-se próxima da experimental até ao ponto  $d_{máx}$ , afastando-se depois significativamente. O patamar de plastificação é muito curto, sendo que, em termos de deformação, o ponto  $d_{máx}$  encontra-se pouco depois de  $d_y$ . A viga alcançou um fator de ductilidade de  $4,0$ , valor próximo do da viga anterior de metacaulino. O valor da amplitude da fase de fissuração relativamente à fase elástica é de  $26,9$ .

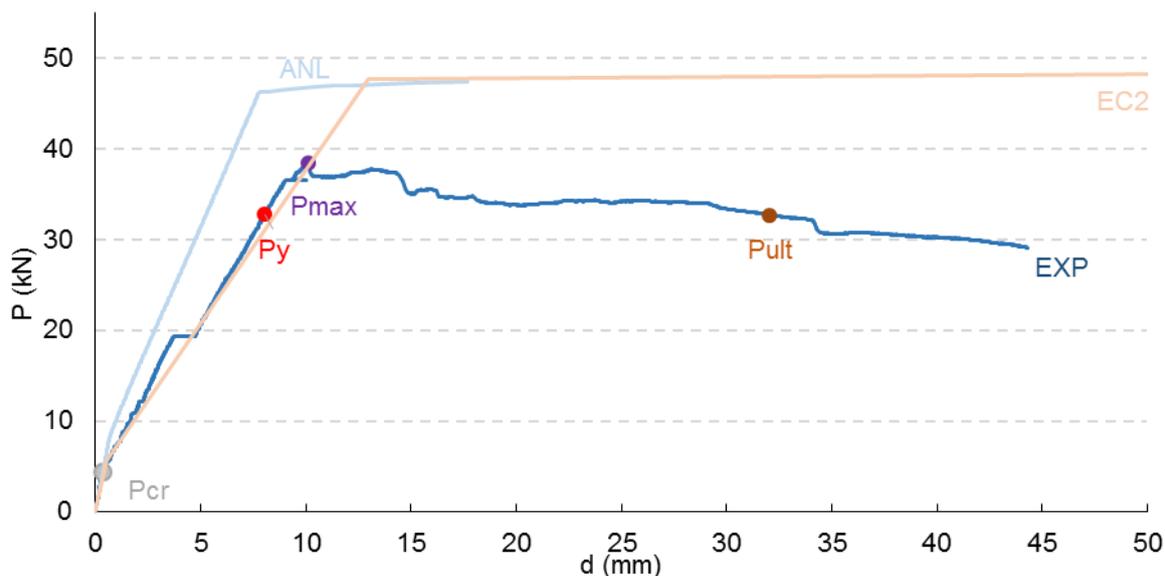


Figura 4.18 – Diagramas  $P-d$  experimental e teóricos da Viga *META4*.

Analisando o Quadro 4.17 verifica-se que a metodologia ANL não consegue estimar adequadamente o valor de  $d_{cr}$ . No Quadro 4.18 apresentam-se os valores da rigidez pelas diferentes metodologias. De realçar, a relação  $K_I/K_{II}$  experimental ser aproximadamente 3,0.

Quadro 4.17 – Valores dos deslocamentos nos pontos das curvas  $P-d$  da Viga *META4*.

Deslocamentos [mm]	$d_{cr}$	$d_y$	$d_{m\acute{a}x}$
Experimental	0,30	8,06	10,1
ANL	0,65	7,80	17,7
Desvios ANL	118%	3%	75%
EC2	0,55	13,0	426
Desvios EC2	85%	61%	4108%

Quadro 4.18 – Valores característicos da rigidez para a Viga *META4*.

Rigidez	$K_I$	$K_{II}$	$K_I/K_{II}$
Experimental	13,0	4,40	2,97
ANL	12,3	5,13	2,40
Desvios ANL	6%	17%	19%
EC2	10,16	3,39	3,00
Desvios EC2	46%	45%	1%

### 4.5.3 Viga CIN4

Após 31 dias da construção da Viga *CIN4* realizou-se o ensaio da mesma ( $f_{cm}=25,7\text{ MPa}$ ). O ensaio iniciou-se com uma pré-carga de  $0,80\text{ kN}$ , e teve a duração de  $1h42min$ . Realizou-se sempre à velocidade de  $0,01\text{ mm/s}$ . Minutos antes da rotura, a viga tinha uma flecha de cerca de  $7,1\text{ cm}$  e um comprimento de  $151,9\text{ cm}$ . A rotura deu-se por esmagamento do material comprimido, havendo instabilização da armadura comprimida. Na Figura 4.19 apresentam-se os diagramas  $P-d$  onde se verifica o afastamento das curvas teóricas relativamente à experimental, o que leva a concluir pela deficiente modelação do material. O Quadro 4.19 apresenta os valores dos deslocamentos, complementando a análise da Figura 4.19.

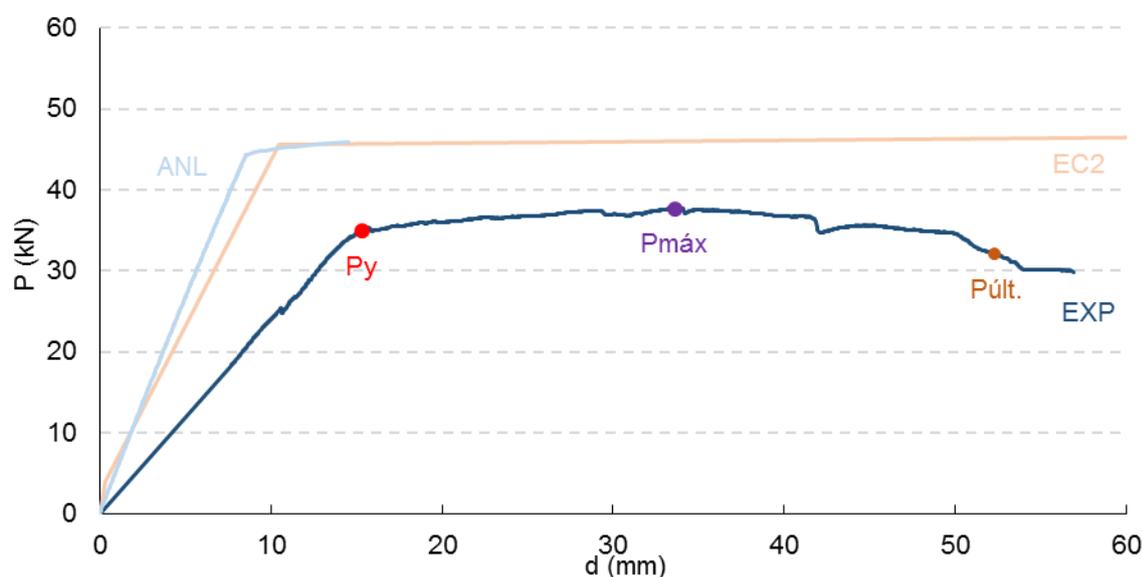


Figura 4.19 – Diagramas  $P-d$  experimental e teóricos da Viga *CIN4*.

Quadro 4.19 – Valores dos deslocamentos nos pontos das curvas  $P-d$  da Viga *CIN4*.

Deslocamentos [mm]	$d_y$	$d_{máx}$
Experimental	15,3	33,6
ANL	8,54	14,5
Desvios ANL	44%	57%
EC2	10,5	307
Desvios EC2	32%	814%

## 4.6 Vigas suficientemente armadas

Neste ponto apresentam-se as Vigas ARG5, META5 e CIN5 construídas com  $4\phi 8$  de aço A600NR na armadura longitudinal de tração ( $A_s=2,01 \text{ cm}^2$ ;  $\rho=1,34\%$ ), e na armadura longitudinal de compressão por  $2\phi 6$  de aço A500ER ( $A_s'=0,57\text{cm}^2$ ). A armadura de esforço transversal manteve-se.

### 4.6.1 Viga ARG5

A Viga ARG5 foi ensaiada 35 dias depois da sua construção ( $f_{cm}=41,7 \text{ MPa}$ ), com uma pré-carga de  $0,81 \text{ kN}$ . A velocidade inicial do ensaio foi de  $0,003 \text{ mm/s}$ , a qual foi duplicada após  $2\text{h}42\text{min}$ . Às  $2\text{h}55\text{min}$  voltou-se a alterar a velocidade para  $0,01 \text{ mm/s}$  e por fim às  $3\text{h}12\text{min}$  voltou a ser duplicada. O ensaio terminou após  $3\text{h}39\text{min}$  com a rotura da viga por esmagamento do material na zona comprimida conjuntamente com a instabilidade da armadura comprimida. Instantes antes da rotura a flecha era de  $9,3 \text{ cm}$  e a viga tinha um comprimento de  $150,6 \text{ cm}$ .

Na Figura 4.20 apresentam-se os diagramas  $P-d$  da Viga ARG5. O comportamento é análogo ao da Viga ARG4. Neste caso, as curvas teóricas aproximam-se mais da curva experimental até ao ponto  $P_y$ .

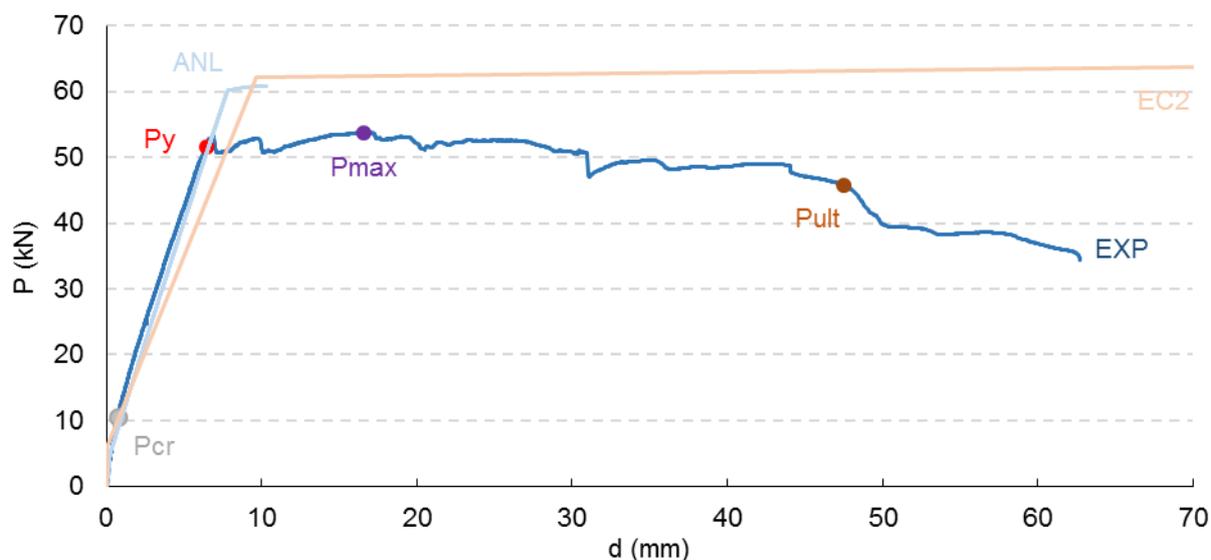


Figura 4.20 – Diagramas  $P-d$  experimental e teóricos da Viga ARG5.

No Quadro 4.20 clarifica-se a análise da Figura 4.20. Os desvios obtidos para  $d_{cr}$  são da ordem dos 50% para ambas as metodologias. Para  $d_y$  obteve-se um maior desvio pela EC2.

Salienta-se ainda que, a deformação atingida na carga última foi de  $47,5 \text{ mm}$ , apresentado um fator de ductilidade de  $7,41$ , valor bastante inferior ao das restantes vigas de argamassa. Quanto à amplitude da fase de fissuração relativamente à fase elástica, o valor é de  $8,79$ .

No Quadro 4.21 expõem-se os valores da rigidez. Os desvios calculados são reduzidos para ambas as metodologias. O quociente  $K_I/K_{II}=3$ , sugerido no EC2, é algo afastado do valor apurado experimentalmente e pelo programa ANL.

Quadro 4.20 – Valores dos deslocamentos nos pontos das curvas  $P-d$  da Viga ARG5.

Deslocamentos [mm]	$d_{cr}$	$d_y$	$d_{máx}$
Experimental	0,73	6,42	16,5
ANL	0,32	7,70	10,3
Desvios ANL	57%	20%	38%
EC2	0,33	9,67	298
Desvios EC2	55%	51%	1703%

Quadro 4.21 – Valores característicos da rigidez para a Viga ARG5.

Rigidez	$K_I$	$K_{II}$	$K_I/K_{II}$
Experimental	16,8	7,41	2,26
ANL	19,5	7,23	2,70
Desvios ANL	16%	2%	19%
EC2	18,0	6,02	3,00
Desvios EC2	8%	19%	33%

#### 4.6.2 Viga META5

O ensaio da Viga META5 decorreu 17 dias após a colocação da mistura no molde ( $f_{mm}=36,9$  MPa), com uma pré-carga de 0,54 kN. Devido a um erro na inserção da velocidade no actuador, inicialmente o ensaio decorria à velocidade de 0,01 mm/s. Após 5 min foi alterada para 0,006 mm/s e passados 17 min alterou-se a velocidade para e 0,01 mm/s. O ensaio terminou ao fim de 2h46min com a rotura da viga por esmagamento do material comprimido. Momentos antes da rotura a viga apresentava uma flecha de 3 cm e um comprimento de 150,6 cm.

Os diagramas  $P-d$  encontram-se na Figura 4.21 e os valores dos deslocamentos no Quadro 4.22. O comportamento da presente viga mostra-se bastante idêntico ao da Viga META4 e relativamente parecido ao da Viga ARG5. Continua a verificar-se um afastamento acentuado ao nível das curvas teóricas em relação à experimental, principalmente após o ponto de fissuração. Neste caso, também as curvas teóricas se afastam uma da outra.

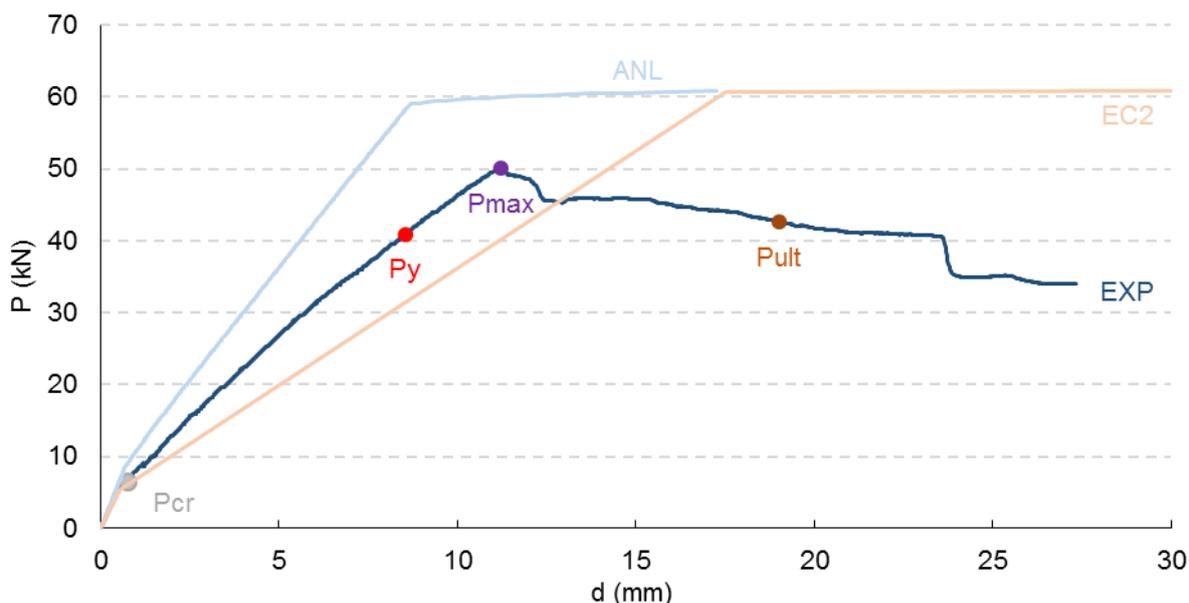


Figura 4.21 – Diagramas  $P-d$  experimental e teóricos da Viga *META5*.

Quadro 4.22 – Valores dos deslocamentos nos pontos das curvas  $P-d$  da Viga *META5*.

Deslocamentos [mm]	$d_{cr}$	$d_y$	$d_{m\acute{a}x}$
Experimental	0,76	8,54	11,2
ANL	0,70	8,69	17,3
Desvios ANL	8%	2%	54%
EC2	0,56	17,5	525
Desvios EC2	27%	105%	4583%

O fator de ductilidade obtido foi de 2,23, ou seja, inferior ao da Viga *META4*. O valor da amplitude da fase de fissuração relativamente à fase elástica é de 11,2.

Os valores da rigidez apresentam-se no Quadro 4.23. As metodologias ANL e EC2 aproximam-se ligeiramente dos resultados experimentais, mas ainda assim apresentam desvios moderados. O quociente  $K_I/K_{II}$  obtido experimentalmente é agora inferior ao valor sugerido pelo EC2.

Quadro 4.23 – Valores característicos da rigidez para a Viga *META5*.

Rigidez	$K_I$	$K_{II}$	$K_I/K_{II}$
Experimental	10,3	4,8	2,16
ANL	12,6	6,3	2,00
Desvios ANL	22%	32%	7%
EC2	9,8	3,26	3,00
Desvios EC2	5%	32%	39%

### 4.6.3 Viga CIN5

A Viga *CIN5* foi ensaiada 31 dias após a colocação da mistura no molde ( $f_{cm}=25,7\text{ MPa}$ ). A pré-carga inicial foi de  $0,68\text{ kN}$ . O ensaio durou cerca de  $1h23min$  à velocidade de  $0,01\text{ mm/s}$ . A flecha, instantes antes da rotura, era de  $3,5\text{ cm}$ . Exclusivamente nesta viga o colapso deu-se por esforço transversal, como mostra a Figura 4.22.

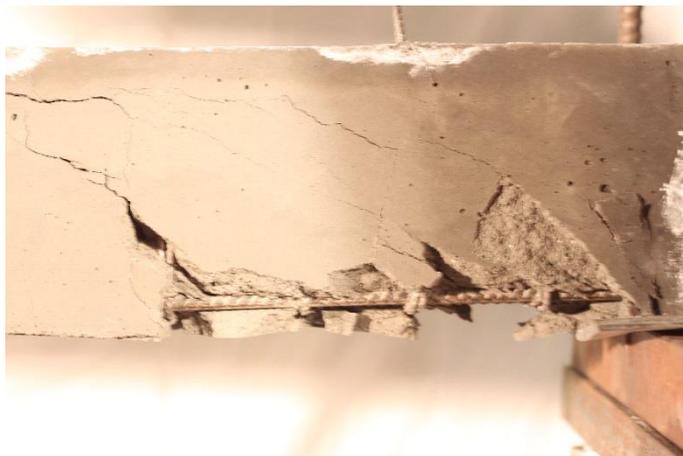


Figura 4.22 – Pormenor do colapso da Viga *CIN5*.

A Figura 4.23, conjuntamente com o Quadro 4.24, discretiza o comportamento da viga, onde se verifica, mais uma vez, o afastamento dos resultados teóricos em relação aos experimentais.

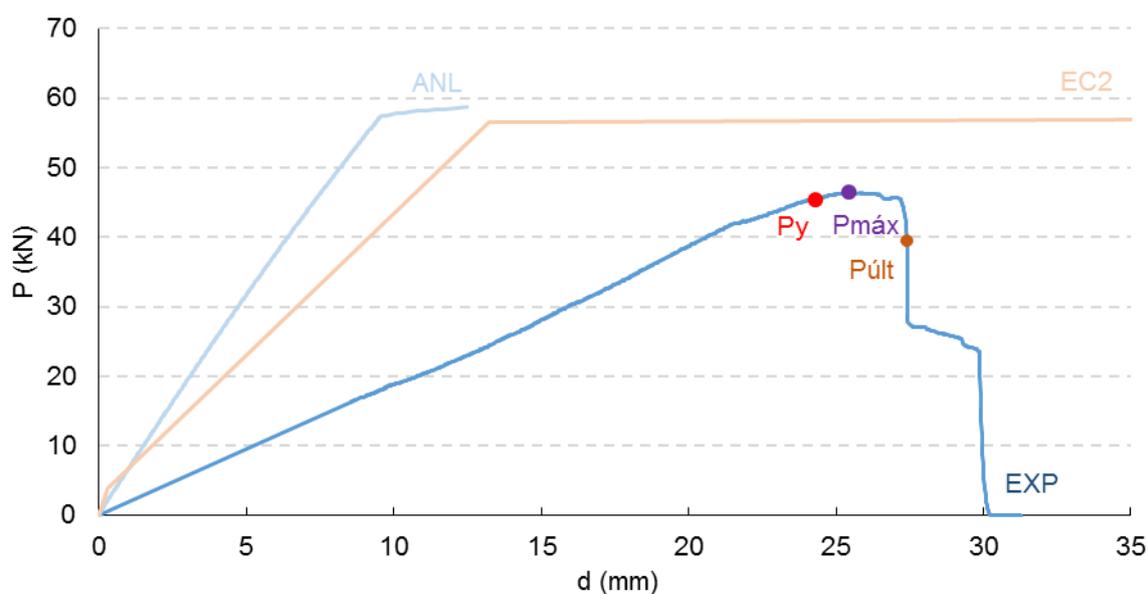


Figura 4.23 – Diagramas  $P-d$  experimental e teóricos da Viga *CIN5*.

Quadro 4.24 – Valores dos deslocamentos nos pontos das curvas *P-d* da Viga *CIN5*.

Deslocamentos [mm]	$d_y$	$d_{m\acute{a}x}$
Experimental	24,3	25,4
ANL	9,49	12,5
Desvios ANL	61%	51%
EC2	13,2	342
Desvios EC2	46%	1242%

## 5 ANÁLISE COMPLEMENTAR

Neste capítulo pretende-se efetuar uma análise complementar ao estudo das vigas expostas no capítulo anterior. As vigas de cinzas não serão consideradas nesta análise, devido às razões apresentadas anteriormente.

Em primeiro lugar faz-se uma análise comparativa entre as vigas de metacaulino e as de argamassa com outras vigas de betão armado cujos resultados são conhecidos. De seguida, será efetuada uma análise comparativa entre valores das cargas limite a que as diversas metodologias conduzem, no contexto da avaliação da carga de projeto regulamentar.

### 5.1 Relação comprimento-deslocamento

A relação comprimento-deslocamento, analisado aqui pelo quociente  $L/d$  será, porventura, um dos coeficientes adimensionais mais citados na bibliografia da especialidade no que à deformação diz respeito. De recordar o limite regulamentar para as deformações definido por  $L/d > 250$ . Por comprimento entenda-se a distância entre apoios, e deslocamento significa flecha. Se se considerar uma situação de longo prazo, aquele limite, no curto prazo, situar-se-á, aproximadamente, entre  $L/d > 750$  e  $L/d > 1000$ , dependendo do coeficiente de fluência, tal como se explica no ponto seguinte.

Assim, o presente ponto pretende comprar este quociente nos pontos de fissuração e de cedência, bem como a relação entre estes deslocamentos  $dy/dcr$ .

Como já se sabe, as vigas ensaiadas na presente dissertação eram de dimensões reduzidas quando comparadas com as dimensões habitualmente usadas na construção civil. Por esse motivo, também é importante comparar os resultados com os de vigas de betão armado de dimensões comuns. Para isso, nesta análise, recorreu-se aos resultados obtidos nos ensaios experimentais e nos resultados de um conjunto de vigas de betão armado ensaiadas anteriormente no Departamento de Engenharia Civil. Estas vigas tinham 3 m de comprimento, 2,75m entre apoios, e secção transversal com 20 cm de largura e 30 cm de altura, ou seja, o dobro das dimensões das vigas ensaiadas neste trabalho. Correspondem a trabalhos publicados por Carvalho (2009), Costa (2010), Rodrigues (2011) e Almeida (2012).

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

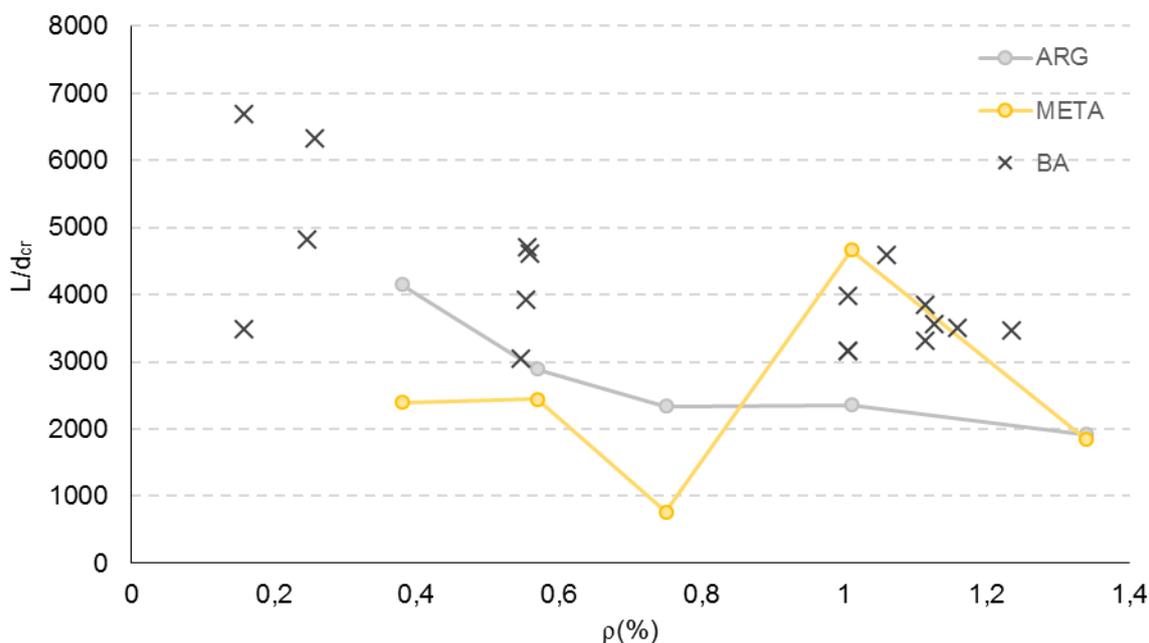
Começa-se por apresentar os resultados correspondentes ao ponto de fissuração. Assim, na Figura 5.1 apresenta-se o quociente  $L/d_{cr}$ , em função da taxa de armadura  $\rho$ . A cor-de-laranja representam-se as curvas das vigas de metacaulino *META* e a cinzento-claro as vigas de argamassa *ARG*. Os pontos a cinzento-escuro representam as vigas de BA dos anos anteriores. Neste caso, o eixo das abcissas deveria incluir, de algum modo, o valor médio da resistência do material à tração. A forma adimensional de o fazer é que não foi clara. Por outro lado, o intervalo de variação seria muito reduzido se tivesse sido seguida esta ideia. A adoção da taxa de armadura torna por um lado o diagrama adimensional, e por outro, mostra alguma variabilidade dos resultados que interessa analisar.

Relativamente aos resultados apresentados nesta figura, verifica-se alguma coerência nos resultados das vigas de argamassa. Nas vigas de metacaulino, realce particular para os valores apresentados relativamente às vigas *META3* e *META4*, que fogem aos resultados esperados caso existisse aquela coerência. Os restantes evidenciam uma dispersão assinalável.

Relativamente à taxa de armadura  $\rho$ , parece evidente, no contexto das vigas construídas com cimento, que  $L/d_{cr}$  cresce significativamente à medida que  $\rho$  decresce para valores inferiores a 0,4% ou 0,5%. Isto significa que, à medida que se aumenta a armadura de tração, ou seja a resistência da viga, o ponto de fissuração ocorre para menores deformações. Esta tendência não é visível nas vigas com ligante metacaulino.

Comparado directamente as vigas de argamassa com as de metacaulino verifica-se que as de metacaulino apresentam uma relação  $L/d_{cr}$  ligeiramente inferior aos valores apresentados pelas vigas de argamassa. Esta conclusão é, em parte, compatível com o facto da extensão de fissuração do metacaulino ser substancialmente superior à dos betões.

Por fim, interessa analisar a ordem de grandeza dos valores avaliados. Assim, considerando que a fissuração ocorre algures entre  $L/d_{cr}=2250$  e  $L/d_{cr}=3000$ , pode concluir-se que o limite regulamentar das deformações será atingido entre  $3d_{cr}$  e  $4d_{cr}$ . Em termos de carga, este limite será atingido, aproximadamente, entre  $1,67P_{cr}$  e  $2P_{cr}$ .

Figura 5.1 – Quociente  $L/d_{cr}$ .

### 5.1.2 Quociente $L/d_y$

Relativamente ao ponto de cedência, apresenta-se na Figura 5.2 o quociente entre o comprimento entre apoios  $L$  e o deslocamento  $d_y$ , em função da taxa de armadura mecânica  $\omega$ . É seguido o mesmo padrão de cores da figura anterior. Se na fissuração, os resultados dependem do valor médio da resistência do material à tração, no caso da cedência, a área da armadura e a sua resistência condicionam os resultados.

Neste caso, o conjunto de resultados é mais homogêneo. Tal como anteriormente, verifica-se que as vigas mais armadas conduzem a valores ligeiramente inferiores de  $L/d_y$  e que as vigas de metacaulino apresentam valores inferiores de  $L/d_y$ , em resultado da superior deformabilidade do metacaulino.

No caso das vigas construídas com cimento, se se considerar que os valores se situam entre  $L/d_y=200$  e  $L/d_y=300$ , isto significa que o limite regulamentar das deformações se situa algures entre  $d_y/5$  e  $d_y/2,5$ . Ou seja, este limite regulamentar encontra-se muito afastado do ponto de cedência das armaduras. Esta conclusão mostra um significativo desaproveitamento dos materiais, nomeadamente ao nível da resistência do aço. Em termos de carregamento, o limite das deformações será aproximadamente atingido algures entre  $P_{cr}+0,2(P_y-P_{cr})$  e  $P_{cr}+0,5(P_y-P_{cr})$ .

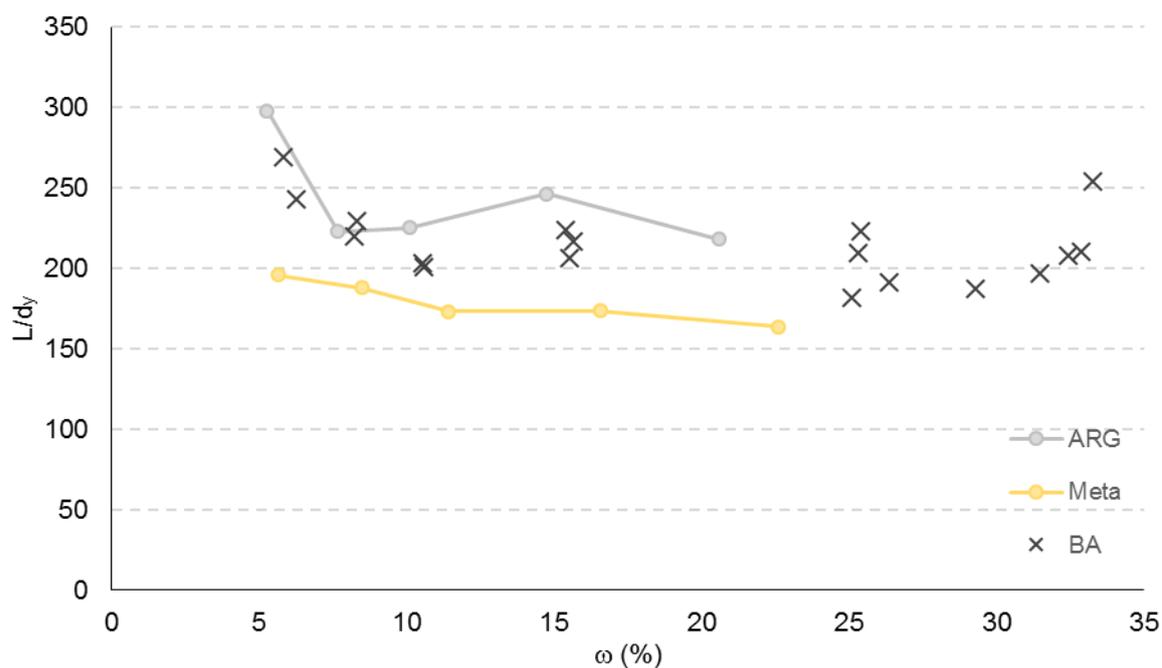
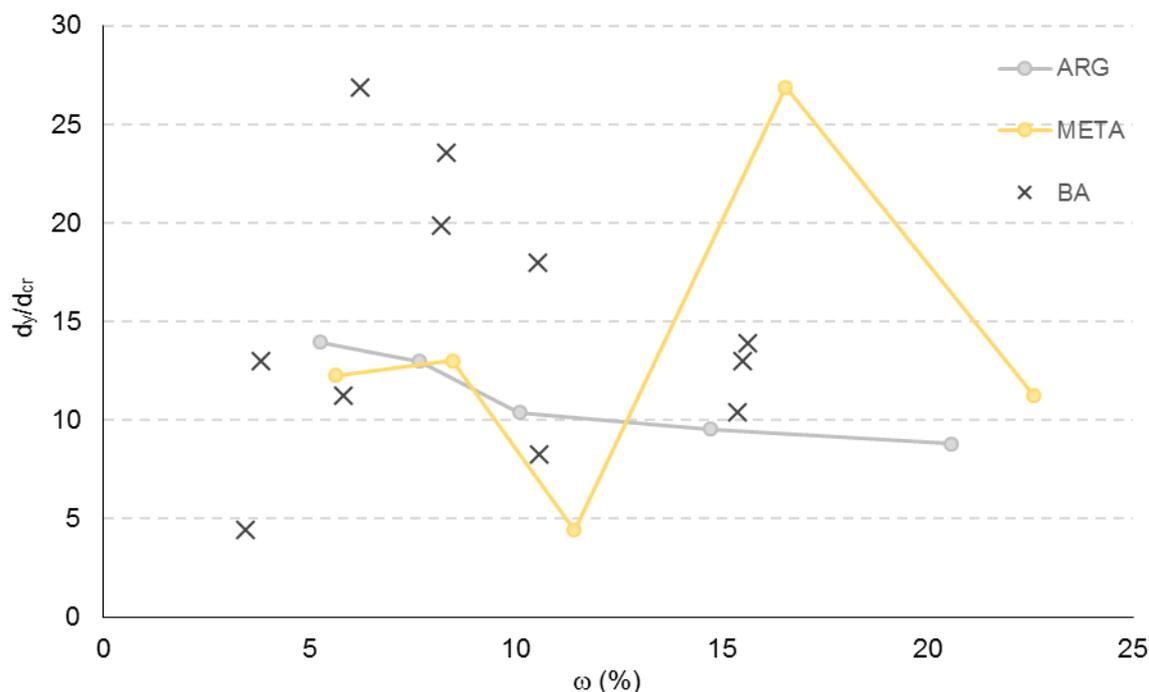


Figura 5.2 – Quociente  $L/d_y$ .

### 5.1.3 Relação entre o $d_y$ e $d_{cr}$

Tal como definido anteriormente, a amplitude de deformação corresponde ao quociente  $d_y/d_{cr}$ . De certa forma mede a extensão do Estado II relativamente ao Estado I em termos de deformações. Um valor diminuto significa que, logo após o aparecimento da primeira fissura, a cedência das armaduras acontecerá pouco depois. Ou seja, o nível de segurança não é o adequado. Para além disto, não se deve esquecer o estipulado em situação de projecto; um elemento é dimensionado para funcionar no início da fase de fissuração, de modo a que as fissuras não sejam visíveis a olho humano.

A Figura 5.3 apresenta a variação do quociente  $d_y/d_{cr}$  em função da taxa de armadura mecânica. À semelhança do indicado no ponto 5.1.1, apesar da coerência dos resultados das vigas de argamassa, e das oscilações dos resultados das vigas *META3* e *META4*, importa realçar a dispersão dos restantes resultados. De qualquer modo, a esmagadora maioria dos resultados encontra-se no intervalo  $d_y/d_{cr}=10$  a  $d_y/d_{cr}=20$ . Valores tendencialmente superiores nos valores inferiores de  $\omega$ . De qualquer modo, trata-se de uma gama de valores aceitáveis para a amplitude de deformação.

Figura 5.3 – Quociente  $d_{cr}/d_y$ .

## 5.2 Análise comparativa entre cargas limite

Na elaboração de um projeto existem diversas verificações de segurança a realizar. Entre estas a de Estados Limites Últimos ELU e a de controlo da deformação no âmbito dos Estados Limites de Serviço SLS. A primeira é normalmente realizada em termos de esforços, confrontando os valores de cálculo dos esforços actuantes com os correspondentes valores resistentes. O controlo da deformação é efetuado limitando as flechas. Alternativamente, é possível determinar as cargas que conduzem aos estados limite, designando-as por cargas limite, e confrontá-las com as cargas aplicadas. Neste ponto pretende-se comparar as cargas limites determinadas pelas diversas metodologias e também pela combinação ELU.

Em primeiro lugar, a carga limite de Estados Limites de Serviço SLS é designada por  $P_{SLS}$ . Começou-se por avaliar o valor de projecto da carga para os Estados Limites Últimos ELU, designada por  $P_{ELU}$ . Para tal, recorreu-se às fórmulas simplificadas (Barros e Figueiras, 2010), utilizando sempre os valores de cálculo para a resistência dos materiais, para avaliar os valores de cálculo dos momentos resistentes à flexão das secções. As cargas correspondentes foram avaliadas a partir destes momentos. Por fim, considerando uma relação de 1,6 entre a carga de ELU de resistência e a de SLS de deformação (combinação quase permanente de acções), dividiu-se por 1,6 a carga avaliada para se poder comparar com os valores das cargas obtidas de seguida para os Estados Limites de Serviço.

Por sua vez, as cargas correspondentes aos SLS foram avaliadas a partir do limite  $L/250$  para a deformação, tal como indicado no EC2. De recordar que  $L$  representa a distância entre apoios e que aquele limite deve ser verificado ao longo da vida útil da estrutura, ou seja, no caso das estruturas de BA inclui os efeitos diferidos; fluência e retração, tal como é indicado no ponto 2.4.2. Assim sendo, o valor limite da deformação deve ser dividido pelo coeficiente  $(1+\varphi)$ , de forma a comparar com os valores instantâneos dos deslocamentos  $d$ . Para a fluência, optou-se por usar dois coeficientes distintos: 1,5 e 2,5. Este intervalo engloba a esmagadora maioria das situações práticas das obras de Eng.<sup>a</sup> Civil. Para a retração optou-se por incrementar este coeficiente em 0,5. Portanto, os valores utilizados para o coeficiente  $(1+\varphi)$  foram: 3 e 4. No Quadro 5.1 apresentam-se os valores limite da deformação para as vigas ensaiadas, nos dois casos considerados: L1 e L2. Importa referir que neste trabalho não se estabelece que as vigas de metacaulino podem estar sujeitas aos mesmos fenómenos diferidos que as outras vigas de cimento. A este respeito não foi encontrada informação na bibliografia. Aliás, acredita-se que pelo menos a retração não existe no metacaulino.

Quadro 5.1 – Valores limite da deformação.

Designação	$\varphi$	1/r	Coeficiente	Limite (mm)
L1	1,5	0,5	3	1,87
L2	2,5	0,5	4	1,40

De seguida, apresentam-se nas Figuras 5.4 a 5.13 os diagramas  $P-d$  das 5 vigas de argamassa e das 5 de metacaulino. Para além dos diagramas  $P-d$ , indicam-se ainda os limites L1 e L2 do Quadro 5.1, os pontos que definem as cargas correspondentes em cada uma das metodologias consideradas, e o nível da carga ELU. De forma a complementar a informação dos gráficos representados, apresenta-se o Quadro 5.2, no qual se quantifica a informação relevante contida nos gráficos, conjuntamente com os desvios  $Desv$  obtidos para as diversas metodologias utilizadas. Os desvios foram calculados relativamente à carga  $P_{ELU}$ . Um desvio negativo significa que a carga de projecto é a carga  $P_{ELU}$ , enquanto que um desvio positivo significa que a verificação condicionante é a de SLS de deformação.

Globalmente, a primeira leitura que se pode retirar destes gráficos é que a situação de carga condicionante das vigas insuficientemente armadas corresponde, em geral, à da carga  $P_{ELU}$ , enquanto que nas vigas normalmente armadas a situação condicionante corresponde sempre à carga  $P_{SLS}$ . No caso das vigas de argamassa, a situação intermédia ocorre na viga fracamente armada, a segunda, enquanto que no caso das vigas de metacaulino a situação intermédia ocorre logo na primeira, a insuficientemente armada. Importa recordar que no caso das vigas de metacaulino o limite indicado pode não ser o correcto. Portanto, tendo em conta as variabilidades existentes, está justificada a importância de uma avaliação adequada do comportamento das estruturas, não só para definir corretamente qual a situação condicionante,

mas principalmente para avaliar corretamente o limite no caso desta situação corresponder aos ELS de deformação.

No caso da deformação ser condicionante, a carga condicionante não depende apenas da metodologia; também depende significativamente do coeficiente limite adotado.

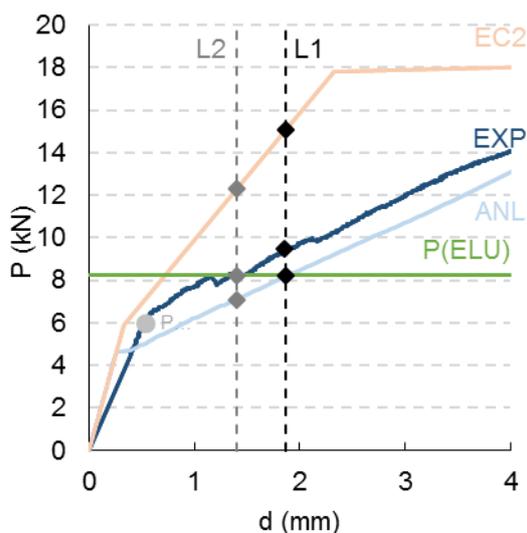


Figura 5.4 – Viga ARG1 ( $\rho=0,38\%$ ).

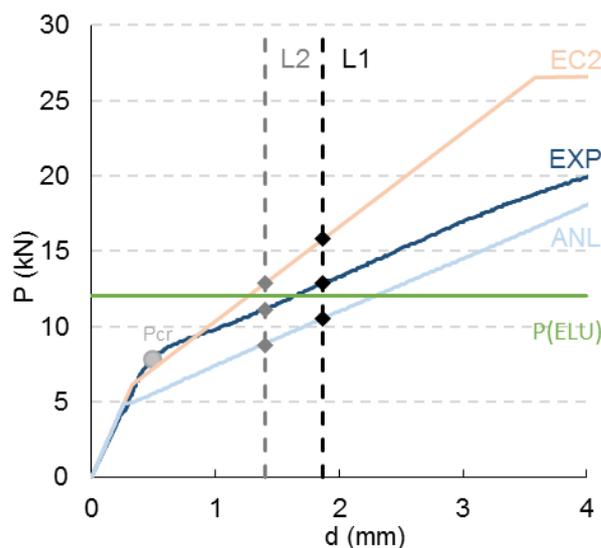


Figura 5.5 – Viga ARG2 ( $\rho=0,57\%$ ).

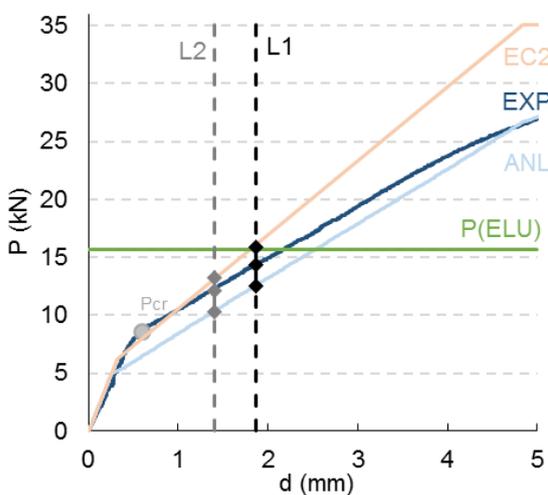


Figura 5.6 – Viga ARG3 ( $\rho=0,75\%$ ).

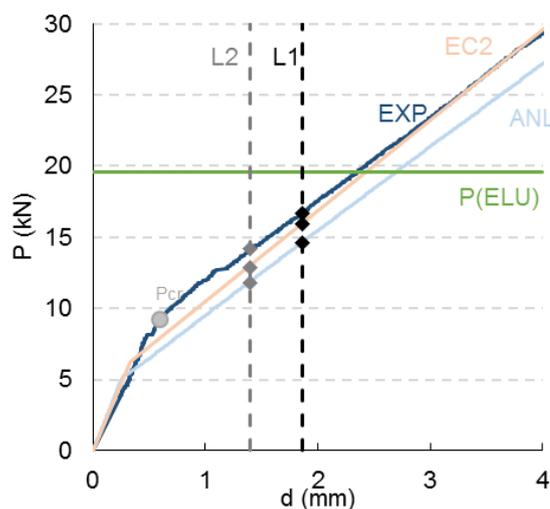


Figura 5.7 – Viga ARG4 ( $\rho=1,01\%$ ).

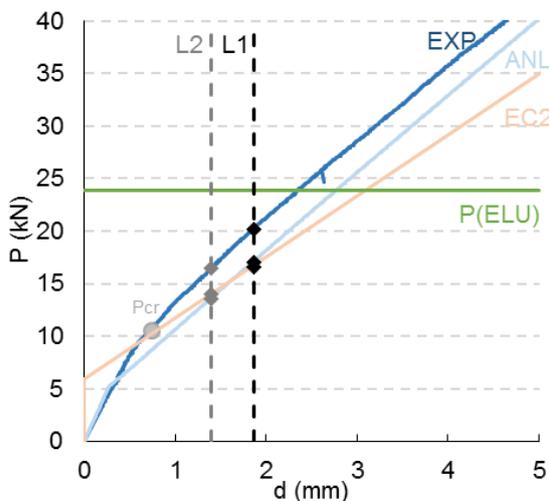


Figura 5.8 – Viga ARG5 ( $\rho=1,34\%$ ).

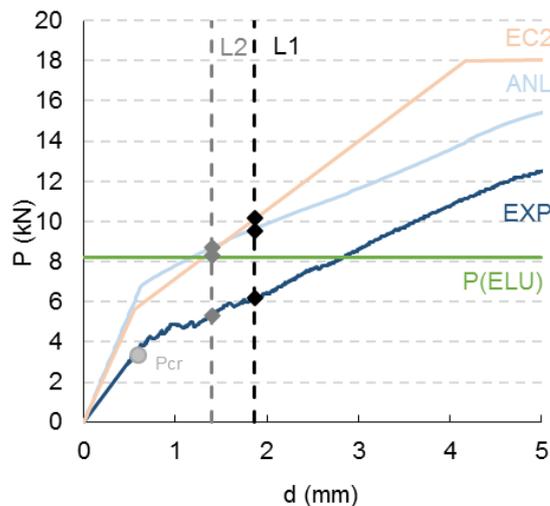


Figura 5.9 – Viga META1 ( $\rho=0,38\%$ ).

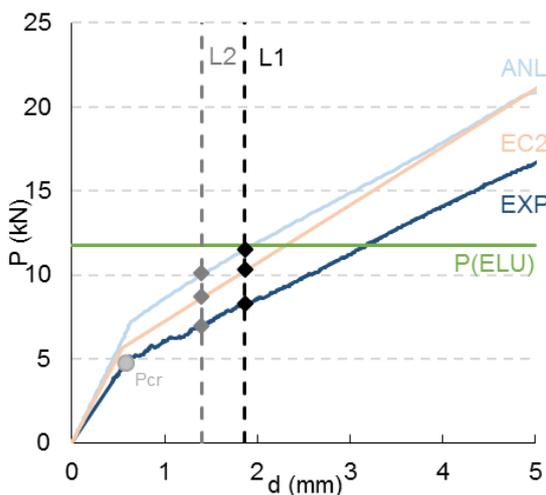


Figura 5.10 – Viga META2 ( $\rho=0,57\%$ ).

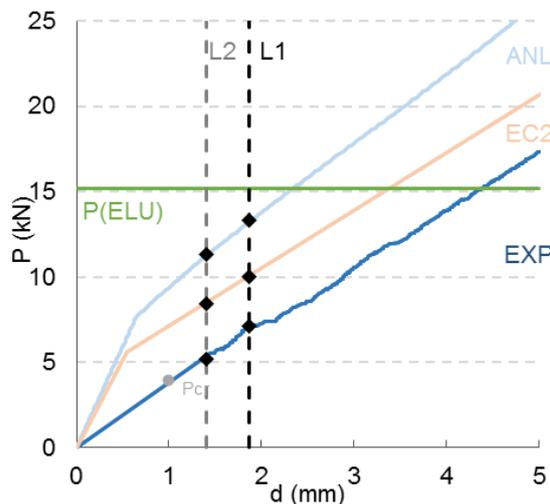


Figura 5.11 – Viga META3 ( $\rho=0,75\%$ ).

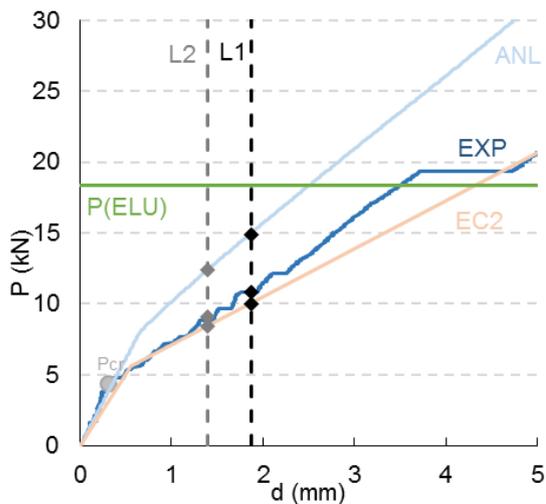


Figura 5.12 – Viga META4 ( $\rho=1,01\%$ ).

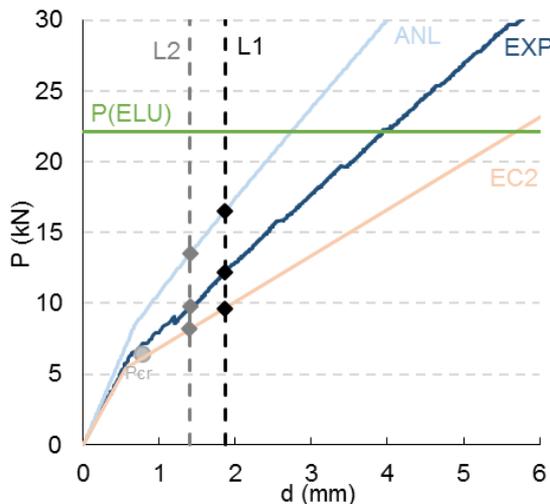


Figura 5.13 – Viga META5 ( $\rho=1,34\%$ ).

Relativamente aos valores do Quadro 5.2. Os desvios da condição L2 são obviamente superiores aos da condição L1. No caso dos resultados experimentais das vigas de argamassa, é de salientar o desvio de 45% da condição L2, i.e. o valor da carga  $P_{ELU}$  vale quase 50% mais relativamente à carga  $P_{SLS}$ . No caso das vigas de metacaulino, excluindo os resultados das Vigas *META3* e *META4*, é de salientar o valor 2,3 vezes superior da carga  $P_{ELU}$  na condição L2. Até na condição L1,  $P_{ELU}$  vale quase o dobro. São exemplos que mostram a importância de uma correta análise de projecto, ou os erros que se podem cometer numa análise simplista de ELU.

Relativamente à metodologia teórica ANL, importa salientar que os resultados determinados estão sempre do lado da segurança no caso das vigas de argamassa, e do lado inseguro no caso das vigas de metacaulino. Para a metodologia EC2, verifica-se que conduzem a valores inseguros para as vigas mais fracas, o que não é grave porque a condição condicionante corresponde à carga  $P_{ELU}$ , e aos valores mais conservadores no caso de vigas normalmente armadas.

Quadro 5.2 – Valores das cargas limite.

Vigas	$P_{ELU}$	EXP (L1)		EXP (L2)		ANL (L1)		ANL (L2)		EC2 (L1)		EC2 (L2)	
		$P_{SLS}$	Desv										
ARG1	8,2	9,5	-13%	8,2	0%	8,2	0%	7,1	16%	15,1	-46%	12,3	-33%
ARG2	12,1	12,9	-7%	11,1	9%	10,5	15%	8,8	37%	15,8	-24%	12,9	-7%
ARG3	15,6	14,3	9%	12,1	29%	12,5	25%	10,3	52%	15,9	-2%	13,2	18%
ARG4	19,6	16,7	17%	14,2	38%	14,6	34%	11,8	66%	15,9	23%	12,9	52%
ARG5	23,9	20,2	18%	16,5	45%	17	40%	14	70%	16,6	44%	13,5	77%
META1	8,2	6,2	32%	5,3	55%	9,5	-14%	8,7	-6%	10,2	-19%	8,3	-1%
META2	11,8	8,3	42%	6,9	71%	11,5	2%	10,1	17%	10,3	14%	8,7	35%
META3	15,2	7,1	114%	5,2	192%	13,3	14%	11,3	34%	10	52%	8,4	81%
META4	18,4	10,8	70%	9,1	102%	14,9	23%	12,4	48%	10	84%	8,4	119%
META5	22,1	12,2	81%	9,8	126%	16,5	34%	13,5	64%	9,6	130%	8,2	170%

## 6 CONCLUSÕES

No presente ponto são apresentadas, de forma sintética, as principais conclusões que foram sendo retiradas ao longo da concretização deste trabalho. Classificando-se este trabalho como pioneiro e introdutório relativamente à capacidade de deformação em elementos estruturais constituídos por geopolímeros, interessa relativizar nesse contexto as conclusões aqui apresentadas.

Em primeiro lugar, importa salientar que foram cumpridos os objetivos gerais apresentados no início desta dissertação. De facto, foi estudado, experimentalmente, o comportamento de diversas vigas, construídas com geopolímeros, nomeadamente no que diz respeito à deformação.

Ao nível do ponto de fissuração, concluiu-se que as vigas de metacaulino apresentam deslocamentos ligeiramente superiores relativamente às vigas de argamassa. Ou seja, ao longo da fase elástica, as vigas de argamassa, que também evidenciam cargas superiores, mostram-se mais rígidas que as vigas de metacaulino. Também se constatou que estas diferenças são mais pronunciadas nas vigas pouco armadas.

Relativamente ao ponto de cedência, verifica-se que as vigas mais armadas conduzem a deformações inferiores, tal como seria de esperar. Por outro lado, as vigas de metacaulino apresentam deformações superiores relativamente às de argamassa, em virtude da superior deformabilidade do metacaulino. Conclusão idêntica se retira ao nível do ponto de carga máxima.

A relação dos valores de rigidez dos Estados I e II obtidos experimentalmente,  $KI/KII$ , nem sempre se aproxima da relação proposta pelo EC2 (EN1992-1-1, 2004) ( $KI/KII \approx 3$ ). Nas vigas de argamassa, o valor desta relação variou entre 2,3 e 7,9, aumentando à medida que a taxa de armadura diminui. Para as vigas de metacaulino obteve-se valores próximos de 3, excepto na Viga *META3*.

Um dos parâmetros analisados consistiu no quociente entre o deslocamento na cedência e o deslocamento no ponto de fissuração, designado por amplitude fase de fissuração. Ignorando alguma oscilação nos valores de duas vigas de metacaulino, os valores oscilaram entre 9 e 14, com tendência para reduzirem à medida que a taxa de armadura aumenta.

Outra das análises realizadas diz respeito à verificação de segurança condicionante. Neste contexto, verificou-se que nas vigas de metacaulino a condicionante é, quase sempre, a de

Estados Limites de Serviço. Nas vigas de argamassa, só nas vigas muito pouco armadas é que os Estados Limites Últimos são condicionantes. Esta conclusão mostra o quão importante é uma análise em termos de SLS de deformação.

Relativamente ao ligante de cinzas volantes, utilizado na construção de 5 das 15 vigas, mostrou não possuir as características necessárias para ser aplicado em elementos estruturais. De facto, no dia da realização dos ensaios, o material encontrava-se fissurado devido à sua elevada retração. Por este motivo, não se apresentam conclusões relativas a este ligante.

Para finalizar, importa concluir que, no contexto deste trabalho, o metacaulino tem potencialidades para poder vir a substituir o cimento Portland normal como ligante na construção civil.

## **6.1 Propostas de trabalhos futuros**

No decorrer do presente trabalho introdutório foram identificados alguns problemas aos quais não se conseguiu dar resposta. Assim sendo, de modo a colmatar alguns desses problemas, assim como aperfeiçoar o trabalho aqui desenvolvido, sugerem-se algumas propostas para desenvolvimentos futuros:

- Compreender e colmatar o rápido endurecimento e as temperaturas elevadas na produção do material com ligante metacaulino;
- Perceber se as elevadas temperaturas atingidas na cura das vigas de metacaulino influenciam ou não as propriedades resistentes do material;
- Compreender e proceder de forma a eliminar a camada existente na parte superior das vigas de metacaulino, diferente do restante material;
- Eliminar o aparecimento de fissuras e eflorescências apresentadas pelas vigas com ligante cinzas volantes, consequência da retração do material.

## 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.
- Barros, H., Figueiras, J. (2010), “Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à flexão e a Esforços Axiais segundo o Eurocódigo 2”. FEUP.
- Beeby, A. e Narayanan, R. S. (2005). “Designers’ Guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2. Eurocode 2: Design of Concrete Structures. General Rules and Rules for Buildings and Structural Fire Design”. Thomas Telford Ltd
- 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.
- 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. (1994). “Properties of Geopolymer Cements”. Geopolymer Institute, 02100 Saint-Quentin, France.
- Davidovits, J. (1996). “From Ancient Concrete to Geopolymers”. Arts et Métiers, N°180, pp.8-16.
- Davidovits, J. (1999). “Chemistry of geopolymeric systems, Terminology. Proceedings of Geopolymer”. International Conference, France.
- Davidovits, J. (2002). “Environmentally driven geopolymer cement applications”. Proceedings of Geopolymer Conference, Melbourne, Austrália.
- Davidovits, J. (2013). “Geopolymer Cement, a review”. Institute Géopolymère.
- Dias da Silva, V. (2004). “Mecânica e Resistência dos Materiais”. 3ª Edição, Zuari, Coimbra.
- Figueiredo, C. (2011). “O papel do metacaulino na proteção do betão contra a ação dos cloretos”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Aveiro.
-

- EN1992-1-1 (2004). “Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios”. CEN, Bruxelas.
- Guerra, F. (2014). “Avaliação Experimental do Comportamento Mecânico de Materiais Activados Alcalinamente”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Lopes, A. (2005). “Simulação Numérica 2D da Rotura de uma Viga de Betão Armado”.
- Neville, M. (1973). “Properties of concrete”. Halsted Press, USA.
- NP EN10002-1 (2006). “Materiais metálicos. Ensaios de tracção – Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- NP EN12390-3 (2011). “Ensaios do betão endurecido – Parte 3: Resistência à compressão de provetes”. Instituto Português de Qualidade, Caparica.
- NP EN12390-5 (2009). “Ensaios do betão endurecido – Parte 5: Resistência à flexão de provetes”. Instituto Português de Qualidade, Caparica.
- NP EN196-1 (2006). “Métodos de ensaio de cimentos – Parte 1: Determinação das resistências mecânicas”. Instituto Português de Qualidade, Caparica.
- NP EN450-1 (2012). “Cinzas volantes para betão – Parte 1: Definição, especificações e critérios de conformidade”. Instituto Português de Qualidade, Caparica.
- Oliveira, M. (2014). “Caracterização do Comportamento Mecânico de Sistemas Ligantes Obtidos por Activação Alcalina; Evolução Temporal e Qualidade de Activador”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Pinto, A. (2004). “Sistemas ligantes obtidos por activação alcalina do metacaulino”. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Braga.
- Pinto, A. (2006). “Introdução ao estudo dos geopolímeros”. Sector Editorial dos SDE-UTAD, Vila Real.
- Ribeiro, B. (2008). “Avaliação de Deformações em Estruturas de Betão Armado”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de 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., Castro-Gomes, J. e Jalali, S. (2005). “Cimento Portland Versus Ligantes Geopoliméricos: Considerações Económicas Sobre as Implicações do Mercado do Carbono no Custo dos Betões” Conferência Engenharia 2005 – Inovação e Desenvolvimento, Covilhã.
- Torgal, F., Castro-Gomes, J. e Jalali, S. (2007). “Argamassas antigas : reacção pozolânica ou activação alcalina?” Congresso Nacional de Argamassas de Construção, 2, Lisboa, Portugal.
- Torgal, F., Castro-Gomes, J. e Jalali, S. (2007). “Argamassas Obtidas Através da Activação Alcalina de Lamas Residuais de Minas: Eficiência Técnico-Económica na Reparação de Elementos de Betão” Congresso Nacional de Argamassas de Construção, 2, Lisboa, Portugal.
- Torgal, F., Castro-Gomes, J. e Jalali, S. (2008). “Ligantes obtidos por activação alcalina de lamas residuais das Minas da Panasqueira. Resistência ao desgaste e ao ataque de soluções ácidas” Departamento de Engenharia Civil , Universidade do Minho, Portugal.
- Torgal, F., Jalali, S. (2009). “Ligantes obtidos por activação alcalina”. Edição TecMinho, Guimarães, Portugal.