



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

# **Fendilhação em Vigas Construídas com Geopolímeros**

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

Autor

**Andreia Simões Gonçalves**

Orientador

**Prof. Doutor Adelino Vasconcelos Lopes**

**Prof. Doutor Sérgio Manuel Rodrigues Lopes**

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, Julho, 2014**

## **AGRADECIMENTOS**

A elaboração desta dissertação é o culminar de mais uma fase da minha vida, pelo que devo agradecer a colaboração e o apoio recebido por parte de várias pessoas.

Agradeço, em primeiro lugar, o apoio, os conhecimentos, os métodos de trabalho e a disponibilidade que constantemente foram demonstrados pelos professores Doutor Adelino Lopes e Doutor Sérgio Lopes.

Agradeço ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra pela minha formação a nível científico, bem como a todos os docentes e funcionários o apoio que me foi prestado.

O meu agradecimento aos colegas de trabalho, Joaquim Ribeiro e Nélia Carreira, com quem partilhei muitos momentos de trabalho, pois sem eles não seria possível a elaboração desta dissertação.

Agradeço aos meus amigos, com os quais partilhei a minha vida académica, todo apoio durante esta fase da minha vida.

Por fim, quero deixar o meu enorme agradecimento aos meus pais, José e Celeste, aos meus irmãos e ao meu namorado, por todo o apoio e motivação que me disponibilizaram e por tudo o que fazem por mim. A eles dedico esta dissertação.

## RESUMO

Sabe-se que o uso de betão de cimento normalmente usado nas construções, apresenta uma contribuição significativa para a poluição por CO<sub>2</sub> e também é responsável por uma elevada exploração de pedreiras, levando a impactos ambientais e paisagísticos que raramente são devidamente colmatados. A crescente preocupação com a qualidade ambiental faz com que se procure cada vez mais desenvolver novos materiais que permitam uma construção sustentável, reduzindo também a energia consumida na produção de materiais de construção.

Em alternativa aos betões de cimento surgem os materiais activados alcalinamente que, apesar de apelidados de novos, se pensa terem tido aplicações antigas tais como o Coliseu de Roma, ou as Pirâmides de Gizé no Egipto. Com o desenvolvimento destes materiais, também denominados de geopolímeros, pretende-se obter um material com comportamento mecânico, durabilidade e resistência a variadas acções exteriores, tal como se pode observar nas actuais construções de betão.

Esta dissertação estuda a fendilhação em 10 vigas construídas com materiais activados alcalinamente. O trabalho, de cariz experimental, incide concretamente na avaliação da fendilhação de vigas simplesmente apoiadas sujeitas a duas cargas simetricamente colocadas. O principal objectivo da dissertação consiste em avaliar a abertura, o espaçamento e o desenvolvimento destas fendas nas vigas. Para além disso, e ainda no âmbito deste trabalho, foram construídas e ensaiadas 5 vigas de argamassa tradicional para comparação com os resultados obtidos dos ensaios em vigas de materiais activados alcalinamente.

## ABSTRACT

It is known that the use of cement concrete typically used in construction presents a significant contribution to the pollution caused by CO<sub>2</sub> and is also responsible for a large exploration of quarries, leading to environmental and landscape impacts that are rarely fully overcome. The growing concern about environmental quality makes it extremely important to increasingly develop new materials that allow for sustainable construction and also reduces the energy consumed in the production of building materials.

Alkali activated materials are presented as new materials as an alternative to cement concrete, but they are not really that new since old examples such as the Rome Colosseum or the Pyramids of Giza in Egypt are supposed to be built with this material. The idea behind the development of these materials, also named as geopolymers, is to obtain a material with similar mechanical behaviour, durability and resistance to various external actions, when compared to well-known existing concrete structures.

This dissertation presents a study on the cracking behaviour of 10 beams constructed with alkali activated materials. The work is of experimental nature and focuses specifically on the evaluation of cracking of simply supported beams subjected to two symmetrical loads. The main objective of the dissertation is to evaluate the width, the spacing and the development of these cracks. In addition, 5 traditional mortar beams were constructed and tested for comparison with the results from tests on alkali activated beams.

## ÍNDICE

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	ii
ABSTRACT .....	iii
Índice .....	iv
SIMBOLOGIA .....	vi
ABREVIATURAS .....	viii
1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	1
1.1 Objectivos .....	2
1.2 Organização do documento .....	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	4
2.1 Controlo da fissuração .....	4
2.2 Comportamento de uma peça de betão armado .....	6
2.3 Momento de fissuração .....	8
2.4 Metodologias computacionais de avaliação do comportamento das vigas.....	9
2.4.1 Diagrama momento-curvatura.....	9
2.4.2 ANL.....	9
2.5 Metodologias para o cálculo de abertura de fendas .....	10
2.5.1 Eurocódigo 2 .....	10
2.5.2 Método ACI.....	12
2.5.3 Método simplificado.....	13
2.6 Activação alcalina.....	13
3 CONSTRUÇÃO DE ESPÉCIMES E DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS .....	16
3.1 Características das vigas .....	16
3.1.1 Composição das vigas .....	17
3.1.2 Tipos de armadura .....	18
3.1.3 Cofragem e betonagem.....	18
3.1.4 Dimensões .....	19
3.2 Características dos materiais.....	21
3.2.1 Materiais .....	21
3.2.2 Misturas .....	23
3.3 Descrição do ensaio .....	26
4 RESULTADOS .....	30
4.1 Vigas de Argamassa.....	33
4.1.1 Viga ARG-2F6.....	33

---

4.1.2	Viga ARG-3F6.....	37
4.1.3	Viga ARG-4F6.....	40
4.1.4	Viga ARG-3F8.....	42
4.1.5	Viga ARG-4F8.....	44
4.2	Vigas de metacaulino.....	46
4.2.1	Viga META-2F6.....	47
4.2.2	Viga META-3F6.....	49
4.2.3	Viga META-4F6.....	51
4.2.4	Viga META-3F8.....	53
4.2.5	Viga META-4F8.....	55
4.3	Vigas de cinzas.....	57
4.3.1	CIN-2F6.....	58
4.3.2	CIN-3F6.....	59
4.3.3	CIN-4F6.....	60
4.3.4	CIN-3F8.....	60
4.3.5	CIN-4F8.....	61
4.4	Análise de resultados.....	62
4.4.1	Carga de fissuração.....	62
4.4.2	Extensão de fissuração $\epsilon_{cr}$ .....	63
4.4.3	Abertura de fendas na cedência $w_y$ .....	64
4.4.4	Constante $k_w$ referente ao diagrama teórico $w-P$ .....	66
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	67
5.1	Principais conclusões.....	67
5.2	Trabalhos futuros.....	68
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	69

## SIMBOLOGIA

Letras latinas:

$A_{ct}$	Área de betão traccionada
$A_{c,eff}$	Área da secção efectiva do betão traccionado
$A_s$	Área da armadura de tracção
$A'_s$	Área da armadura de compressão
$A_{s,min}$	Área mínima da armadura traccionada
$A_{sw}$	Área da armadura transversal
$b$	Largura da secção transversal
$c$	Recobrimento das armaduras longitudinais
$d$	Altura útil da secção
$d_{cr}$	Deslocamento referente à carga de fissuração experimental
$d_{cr2}$	Deslocamento referente à carga para a qual se observou a primeira fenda
$d_{crT}$	Deslocamento referente à carga de fissuração teórica
$d_y$	Deslocamento referente à carga de cedência experimental
$d_{yT}$	Deslocamento referente à carga de cedência teórica
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade efectivo do betão
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade médio do betão
e.n.	Distância da zona extrema comprimida ao eixo neutro
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$f_{cd}$	Valor de cálculo da resistência à compressão do betão
$f_{ck}$	Valor característico da resistência à compressão do betão aos 28 dias de idade
$f_{cm}$	Valor médio da resistência à compressão do betão
$f_{ct,eff}$	Valor médio da resistência à tracção do betão a data que se prevê a formação das primeiras fendas
$f_{ctk0,05}$	Valor característico inferior da resistência à tracção do betão
$f_{ctm}$	Valor médio da resistência à tracção do betão
$f_{sy}$	Valor da tensão de cedência à tracção do aço
$f_{su}$	Valor da tensão de rotura à tracção do aço
$h$	Altura da secção
$h_{c,eff}$	Altura efectiva de betão
$L_{cr}$	Comprimento da fenda
$M_{cr}$	Momento flector de fendilhação
$P$	Carga total aplicada

---

$P_{cr}$	Carga de fissuração experimental
$P_{cr2}$	Carga para a qual se observou a primeira fenda
$P_{crT}$	Carga de fissuração teórica
$P_y$	Carga de cedência experimental
$P_{yT}$	Carga de cedência teórica
$S_{r,max}$	Distância máxima entre fendas
$w$	Valor médio de abertura de fendas
$w_k$	Largura de fendas
$w_{max}$	Valor limite para a abertura de fendas
$x$	Posição do eixo neutro relativamente a fibra superior da secção

Letras minúsculas gregas:

$\alpha_e$	Coefficiente de homogeneização
$\epsilon_{cm}$	Extensão média no betão entre fendas
$\epsilon_{cr}$	Extensão de fendilhação no betão traccionado
$\epsilon_{cr2}$	Extensão de última no betão traccionado
$\epsilon_{crT}$	Extensão de fendilhação do betão traccionado
$\epsilon_s$	Extensão no aço traccionado
$\epsilon_{sm}$	Extensão média da armadura para a combinação de acções considerada, incluindo o efeito das deformações impostas e considerando a contribuição do betão traccionado
$\epsilon_{su}$	Extensão no aço para a força máxima
$\rho$	Percentagem de armadura de tracção
$\rho_{p,eff}$	Percentagem de armadura em relação à secção de betão armado
$\sigma_c$	Tensão de compressão no betão
$\sigma_{ct}$	Tensão de tracção no betão
$\sigma_s$	Tensão no aço
$\varphi$	Diâmetro do varão
$\varphi_{eq}$	Diâmetro Equivalente
$\chi$	Curvatura

## ABREVIATURAS

<i>A500ER</i>	Aço com 500MPa de tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%, endurecido a frio e com superfície rugosa
<i>A600NR</i>	Aço com 600MPa de tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%, laminado a quente e com superfície rugosa
<i>ACI</i>	American Concrete Institute
<i>ANL</i>	Análise não-linear
<i>ASTM</i>	American Society for Testing and Materials
<i>BA</i>	Betão armado
<i>CO<sub>2</sub></i>	Dióxido de Carbono
<i>CP</i>	Cimento Portland
<i>ET</i>	Esforço Transverso
<i>FL</i>	Flexão
<i>REBAP</i>	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
<i>P-d</i>	Diagrama carga-deslocamento
<i>w-P</i>	Diagrama Abertura de fendas-Carga
<i>L<sub>cr</sub>-P</i>	Diagrama Comprimento de fendas-Carga
<i>ε-P</i>	Diagrama Extensão-Carga

## 1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O betão, cujo ligante é o cimento Portland, é um dos materiais de construção mais usado no mundo dito desenvolvido. Na sua fabricação, o cimento tradicional, para além do seu grande consumo de energia, também liberta quantidades exageradas de dióxido de carbono a nível global. Neste contexto, a indústria mundial do cimento, tornou-se numa das mais poluentes do mundo e numa das grandes responsáveis pelo aumento dos gases de efeito de estufa, crescendo cerca de 3% por ano. Assim, a questão da sustentabilidade torna-se cada vez mais importante na indústria da construção. É portanto essencial o estudo de novos materiais de construção, que resolvam, ainda que parcialmente, as referidas questões.

A exploração de novos materiais, neste caso produzidos por activação alcalina, que se descobriu ter sido uma técnica usada por civilizações antigas na construção de monumentos que perduram até aos dias de hoje, tem mostrado enormes potencialidades, pelo menos em termos da durabilidade das estruturas.

Em termos de regulamentação, é sabido que já existe a que se refere ao betão tradicional, e em princípio, também engloba as argamassas (podemos considerar que as argamassas são betões sem agregados grossos). Mas, ainda não existem normas referentes a betões activados alcalinamente.

Por outro lado, nos últimos anos, o comportamento em serviço tem vindo a crescer de importância relativamente aos Estados Limite Últimos. Na regulamentação do Século XX era notório o papel secundário atribuído aos Estados Limite de Utilização. Porém, um maior conhecimento e aperfeiçoamento das características do betão e do aço, tornaram o seu comportamento cada vez mais previsível. Por outro lado, a necessidade de maiores vãos dos novos edifícios leva à construção de estruturas cada vez mais esbeltas e mais flexíveis, conduzindo quer a níveis de deformação permanentes, quer a níveis de tensão dos materiais em serviço, substancialmente superiores. No respeitante ao controlo da fissuração, para além do aumento do vão, também o aumento das tensões origina maiores aberturas de fendas passíveis de condicionar a durabilidade da estrutura.

A avaliação do comportamento de estruturas assume assim um papel importante não só no que respeita à previsão da capacidade resistente, mas principalmente na previsão da deformação, da fendilhação, ou ainda das tensões instaladas nos materiais. Normalmente,

assume-se a simplificação correspondente ao comportamento elástico. Ainda que sejam considerados todos os coeficientes de correcção, tal simplificação conduz a enormes desvios nos resultados. Considere-se como exemplo a avaliação da deformação: ainda que se esteja perante uma estrutura isostática, submetida essencialmente a flexão, esta avaliação depende do momento de fendilhação, e do valor da rigidez em estado fendilhado, entre outros factores. Para além disso, a durabilidade da estrutura só estará garantida caso se limita eficazmente a abertura das fendas.

## **1.1 Objectivos**

Com a finalidade de se aferir da viabilidade de estudos mais aprofundados, de materiais activados alcalinamente, procedeu-se à construção de 10 vigas usando-se este tipo de materiais. Estas vigas foram posteriormente ensaiadas até à rotura. Estes resultados foram comparados com os de 5 vigas fabricadas com argamassa.

As vigas simplesmente apoiadas foram carregadas por duas forças pontuais e simétricas, criando na parte central, entre as cargas, uma zona de flexão pura. Nestes ensaios foram feitas medições no sentido de elaborar alguns gráficos, entre os quais os diagramas carga-deslocamento, abertura de fendas-carga, desenvolvimento de fendas-carga e extensão-carga. Outros parâmetros, tais como a carga e o deslocamento de fissuração, foram ainda analisados. Para além disso, existiu ainda a necessidade de avaliar o comportamento das vigas de forma teórica de modo a se ir começando a consolidar ferramentas de cálculo deste tipo de estruturas. Efectuou-se uma análise global de resultados de modo a poder-se concluir acerca desta problemática

De salientar que para o estudo apresentado, o domínio que interessa se situa entre o ponto de fissuração e o ponto de cedência. É neste intervalo que incide o tema da fendilhação, e os aspectos relacionados com esta.

Importa referir também que o trabalho laboratorial foi realizado em conjunto com dois outros colegas, que estavam focados no estudo da resistência e da deformação, respectivamente. A existência desses estudos paralelos implicou o ensaio das vigas até à rotura.

## **1.2 Organização do documento**

O presente trabalho é composto por 5 capítulos que se encontram organizados em secções e subsecções. Cada um destes capítulos é descrito de seguida de uma forma sucinta.

Neste primeiro capítulo é feito um enquadramento geral do tema sobre o qual se debruça a dissertação e procede-se à descrição da estrutura do documento.

No Capítulo 2 descrevem-se os princípios teóricos que servem de base à dissertação. Em primeiro lugar abordou-se a fendilhação a vários níveis, desde formas de a controlar, do comportamento dos materiais sujeitos a este fenómeno, do momento para o qual ocorre, bem como de metodologias computacionais e de cálculo existentes para a determinação de parâmetros relacionados com a fissuração. No final do capítulo introduz-se a activação alcalina.

No Capítulo 3 caracterizam-se as vigas e os materiais, estes últimos com base em ensaios experimentais, e procede-se, do mesmo modo, à descrição do ensaio a que se sujeitaram as vigas.

No Capítulo 4 são expostos os resultados obtidos para as vigas, para os quais é realizada uma análise breve, e elabora-se uma comparação de resultados obtidos entre vigas construídas com o mesmo material.

No Capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões que se retiram do trabalho realizado.

Para terminar, indicam-se as referências bibliográficas às quais se recorreu.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O principal objectivo deste trabalho consiste na análise experimental da fissuração de vigas flectidas construídas com materiais activados alcalinamente. Importa que esta análise seja realizada comparando com o conhecimento existente. Portanto, o presente capítulo serve para elucidar acerca de vários aspectos importantes para o estudo da fendilhação no seu contexto geral, bem como apresentar os novos materiais de construção sobre os quais este estudo se debruça.

Ao longo do capítulo irá abordar-se as metodologias existentes para controlar a fissuração, que tipo de comportamento apresenta uma peça de *BA*, antes e depois de começar a fissurar, bem como quais os vários tipos de fendas existentes.

Em termos de cálculo teórico, serão expostas as formas para determinar o momento de fissuração e as metodologias computacionais e de cálculo de abertura de fendas. Para o cálculo da abertura de fendas, apresenta-se ainda um método simplificado.

### 2.1 Controlo da fissuração

É usual a formação de fendas em estruturas de *BA*, normalmente devidas à existência de esforços, tais como a tracção, o esforço transversal, a flexão, a torção ou ainda uma combinação destes. De referir ainda, como causas deste fenómeno, o impedimento de deformações no betão pela retracção, a variação de temperatura, ou assentamentos de apoio, ou ainda outras deformações, impostas ou não [Figueiras, 1997].

Assim, de acordo com os diversos modos de desenvolvimento das fendas, existem diferentes tipos de fendas, designadamente: fendas causadas por acções, estáticas ou dinâmicas; fendas por deformações impedidas; fendas por retracção plástica; fendas devido à corrosão [Figueiras, 1997].

Para que a durabilidade, função e aparência de uma estrutura de *BA* não sejam prejudicadas, é necessário criar medidas de controlo da fissuração, quer na sua formação, quer no seu desenvolvimento posterior. Assim devem ser tidos em conta numa estrutura de betão o tipo de

carregamento, os materiais, o processo de cura, a betonagem e as condições climatéricas, tal como indica Leonhardt (1977) ou CEB (1985), entre outros.

A água, o cimento e os agregados são, por norma, os constituintes básicos do betão. Dentro destes pode referir-se a quantidade de água como fundamental no processo de cura e decisiva em termos de compactação, porosidade e permeabilidade, condicionantes da resistência mecânica que podem induzir a fissuração. Já o cimento, ligante hidráulico, aquando das reacções de hidratação gera calor que induz ao aparecimento de tensões auto-equilibradas, traduzidas por tensões de tracção nas superfícies e de compressão no interior; quando essas tensões de tracção ultrapassam a resistência à tracção do betão dá-se a fendilhação, pelo que se deve fazer uso de um cimento com um desenvolvimento de calor de hidratação lento. Sendo que, quanto menor a razão água/ligante, menor é a porosidade do betão, então obtém-se uma melhor resistência usando menos água; é o princípio utilizado pelos plastificantes. [Cachim, Morais, 2013].

Para se limitar a fendilhação inicial, deve assegurar-se um recobrimento uniforme, denso e resistente, ou seja, deve ser realizada uma boa compactação do betão no momento da betonagem, recorrendo-se para esse efeito à utilização de vibradores no interior das peças. É ainda aconselhável controlar o calor e a humidade superficial durante a cura, para que haja um processo de cura adequado que proporcione um betão superficial resistente, impermeável e com o mínimo de fendas. Temperaturas elevadas e vento implicam perdas de águas demasiado elevadas que levam ao aparecimento de fendas e aumento consequente da permeabilidade superficial, o que pode ser contrariado recorrendo-se a coberturas e membranas de cura, pára-ventos ou humedecimento das cofragens [Cachim, Morais, 2013].

As armaduras afectam indirectamente o desenvolvimento da fissuração, sendo uma boa prática, nesta causa, o uso de varões de menor diâmetro [Camara, 2013]. Estas devem ter um recobrimento adequado com um betão superficial de boa qualidade de forma a protegê-las, i.e. a evitar a sua corrosão.

O exposto acima diz respeito à penetração das armaduras no interior de peças cimentícias de BA. De facto, não são conhecidas recomendações nem as características da fissuração no contexto de materiais activados alcalinamente. Acredita-se que proporcionem boas condições de protecção das armaduras porque constituem meios muito alcalinos; contudo não se conhecem resultados, nem estudos de longa duração.

## 2.2 Comportamento de uma peça de betão armado

Numa secção de *BA* podemos identificar dois estados na fase linear do comportamento do betão: o Estado I correspondente à existência de uma secção não fendilhada, no qual as tensões de tracção permanecem inferiores à resistência do betão à tracção; e o Estado II referente à secção fendilhada, com o betão a não absorver tensões de tracção por ter previamente excedido a sua resistência à tracção [Figueiras, 1997]. É usual considerar-se ainda um Estado III, o qual já é não linear e acontece depois da plastificação das armaduras traccionadas.

Num elemento de *BA* sujeito a tracção pura, o seu comportamento passa por fases distintas, tal como ilustrado na Figura 2.1: em primeiro lugar existe uma fase elástica, ou Estado I, correspondente à fase inicial elástica não fendilhada; de seguida existe uma fase de formação de fendas, que se inicia com uma primeira fenda quando se ultrapassa a tensão de rotura à tracção do betão numa qualquer secção da peça e que está associada a uma perda de rigidez considerável; depois existe uma fase de fendilhação estabilizada após todas as fendas já se encontrarem formadas; e, por fim, existe uma fase de plastificação ou de rotura, que se caracteriza por o elemento não suportar mais tracções pois as armaduras terão atingido a sua tensão resistente [Figueiras, 1997].

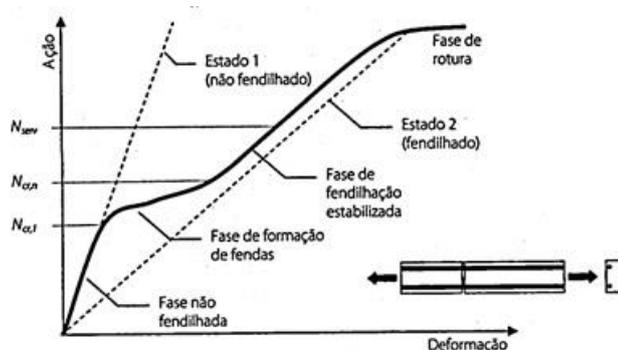


Figura 2.1 – Comportamento de uma peça traccionada (Cachim, Morais, 2013).

Tal como já foi referido, as fendas provocadas pela acção de forças podem ser devidas a diversos esforços, sendo que devem ser controladas com armadura e pormenorização adequadas. E, a cada esforço corresponde um tipo de fendas (ver Figura 2.2). As fendas resultantes da tracção pura são perpendiculares à força aplicada e atravessam toda a secção; as fendas de flexão pura desenvolvem-se perpendicularmente ao eixo da peça, desde a face traccionada até próximo do eixo neutro da peça, sendo que, quanto mais elevado for o eixo neutro, mais compridas e abertas serão as fissuras; as fendas de corte acompanhadas de flexão são inclinadas em relação ao eixo da peça, pois o esforço transversal implica uma rotação das tensões principais de flexão levando ao surgimento de tensões de tracção inclinadas; por outro lado, as fendas de torção pura são inclinadas em relação ao eixo da viga e desenvolvem-se em

hélice. Devem ainda ser referidas as fendas de aderência que são paralelas aos varões longitudinais com origem nas fendas de flexão e as fendas provocadas por cargas concentradas que se desenvolvem na direcção da carga aplicada [Cachim, Morais, 2013].

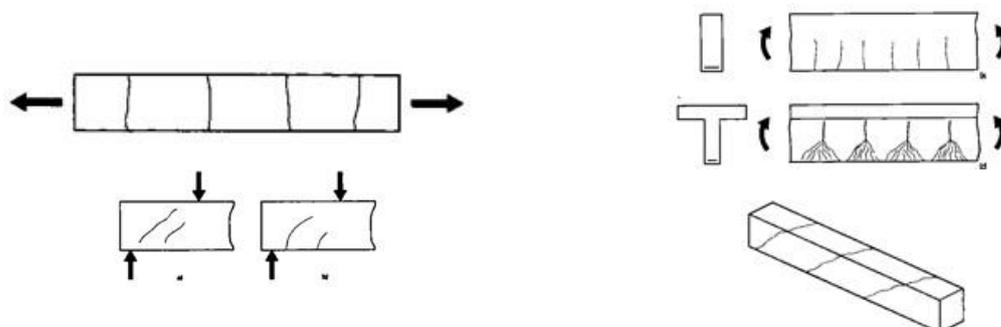


Figura 2.2 – Tipos de fendas em vias de BA, devido à tração, à flexão, ao esforço transversal sem/com flexão e à torção (Cachim, Morais, 2013)

Numa peça de BA fissurada, as tensões numa secção transversal à armadura distribuem-se em função da distância à secção fissurada, tal como se ilustra na Figura 2.3 [Leonhardt, 1977].

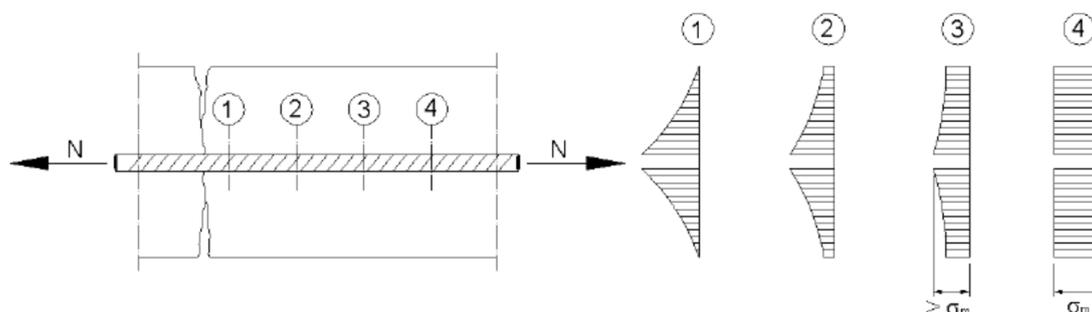


Figura 2.3 – Distribuição de tensões em secções transversais em função da distância à fenda (Leonhardt, 1977).

Pode então aferir-se pela Figura 2.3 que, imediatamente após a fenda verifica-se, no material que envolve a armadura, a existência de um “pico” na tensão longitudinal que diminui até aos bordos, local onde se anula. Por outro lado, com o aumento de distância à fissura a distribuição de tensões tende para a uniformidade. É nesta posição, distribuição de tensões uniforme, que se pode formar uma nova fenda porque é aí que as tensões no betão são maiores.

Segundo Fernandes (2010), Leonhardt (1977) indicou a existência da possibilidade de se estabelecer um padrão de fissuração em estruturas com armadura transversal, sendo esta última a condicionante do desenvolvimento das tensões de tracção. Assim, segundo este, a

posição dos estribos vai influenciar a localização de fendas, mas este é só um factor de entre muitos outros que influenciam a posição de fendas.

### 2.3 Momento de fissuração

Um dos parâmetros a estudar consiste no momento de fissuração  $M_{cr}$ , ou seja, o momento para o qual se considera que se dá a formação da primeira fenda, se se admitir um processo de cargas crescentes aplicadas numa peça de BA. Considerando as vigas à flexão, este momento corresponde à carga de fissuração  $P_{cr}$ . O cálculo do  $M_{cr}$  pode ser efectuado através de diversas metodologias teóricas, algumas destas apresentadas de seguida.

Segundo o Handbook EC2 (1995), deve considerar-se que a fendilhação ocorre quando a tensão numa das fibras externas atinge a resistência média à tracção do betão  $f_{ctm}$ . Neste caso não se consideram as armaduras, ou seja, apenas é tida em conta a secção bruta de betão. Assim:

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

Alternativamente, o CEB “*Cracking and Deformation*” (1993) considera o valor característico inferior da resistência à tracção do betão  $f_{ctk0,05}$ , em vez de  $f_{ctm}$ , i.e.

$$M_{cr} = W_c \times f_{ctk0,05} \quad (2.2)$$

Existem ainda outras metodologias para o estudo deste parâmetro, por exemplo a sugerida por Neville (1973), ou ainda Ribeiro (2008) que desenvolveu uma forma alternativa de cálculo de  $M_{cr}$ , na qual este considera o contributo das armaduras. Neste algoritmo de resolução, a posição do eixo neutro é determinada considerando o equilíbrio de forças com as secções a manterem-se planas após deformação. As tensões relacionam-se com as extensões recorrendo à Lei de Hooke, i.e. admite-se um comportamento elástico dos materiais. De salientar que o EC2 não indica, de forma clara, nenhuma expressão para o cálculo deste valor.

As metodologias do EC2 (2010) aplicável a peças de BA assentam em dois pressupostos: o primeiro, aplicável na avaliação da resistência última, considera que o betão é adequado para resistir à compressão e as armaduras para resistirem a esforços de tracção (considera-se que o betão não resiste à tracção); o segundo, aplicável durante a fase elástica do comportamento, considera que o betão resiste à tracção o que, na prática, acaba por conferir às armaduras um papel muito pequeno na sua contribuição para o equilíbrio interno de esforços, contribuição essa que aumenta significativamente após a fissuração do betão. A diminuta contribuição das

armaduras antes da fissuração motiva a que muitas vezes se despreze a sua contribuição. No entanto, em certas situações pode ser interessante considerar essa contribuição.

## **2.4 Metodologias computacionais de avaliação do comportamento das vigas**

Neste trabalho recorreu-se a um programa computacional de análise não linear *ANL* de vigas com dois objectivos principais: em primeiro lugar, como auxiliar na programação dos ensaios; em segundo lugar para comparar com os valores obtidos. Este programa requer o conhecimento prévio do diagrama momento-curvatura, o qual é determinado por uma outra metodologia. Estes modelos foram apresentados por Lopes (2005), e vêm sendo adaptados a diferentes realidades [Fernandes, 2010].

### **2.4.1 Diagrama momento-curvatura**

Através deste programa determina-se o diagrama momento-curvatura, que caracteriza o comportamento de uma secção rectangular de *BA* sujeita a flexão pura. Ou seja, admitindo curvaturas continuamente crescentes, obtêm-se a evolução dos momentos flectores, bem como das forças, das tensões e das extensões, no aço e no betão. Considera-se que a secção se mantém plana após deformação e que não está sujeita a esforço axial, sendo ainda possível determinar a posição do eixo neutro por equilíbrio de forças na secção.

Para o cálculo deste diagrama, para além das dimensões e das posições das armaduras, consideram-se ainda as características resistentes dos materiais. Em geral adoptam-se as sugestões indicadas no EC2 (2010). No caso particular dos aços do tipo ER seguiu-se a sugestão do REBAP (1983).

### **2.4.2 ANL**

O programa *ANL* determina posteriormente a resposta da viga sujeita a um dado carregamento, a partir de um algoritmo de análise incremental não linear do material e com base na teoria de Timoshenko. Passo a passo, determina-se a deformação em vigas de secção transversal rectangular correspondente às cargas aplicadas, sendo as características de rigidez as previstas pelo diagrama momento-curvatura.

Para a execução do programa, para além do referido diagrama momento-curvatura, é necessário fornecer os dados referentes à discretização da estrutura, as ligações externas, e as características do carregamento.

## 2.5 Metodologias para o cálculo de abertura de fendas

Tal como já foi referido anteriormente, a fissuração ocorre no betão sempre que as tensões de tracção ultrapassam a sua resistência à tracção. Regulamentarmente, deve então limitar-se a abertura de fendas para que esta não afecte negativamente a utilização ou a durabilidade de uma estrutura, mas também de forma a evitar um aspecto inaceitável.

Apresentam-se de seguida três metodologias distintas de cálculo de abertura de fendas: a indicada no EC2, o método ACI e um método simplificado. De referir que muitos outros métodos existem para estimar este parâmetro, tal como o REBAP, entre outros.

### 2.5.1 Eurocódigo 2

Pelo disposto no EC2, o controlo de fendilhação pode ser efectuado de duas formas distintas: pelo método indirecto, designado no EC2 por “controlo da fendilhação sem cálculo directo”; ou, em alternativa, pelo método de cálculo directo que no EC2 se intitula de “Cálculo da largura de fendas”.

Segundo o EC2, dependendo da natureza da estrutura e dos custos associados às medidas necessárias à limitação de tensões, deve ser definido um valor limite para a largura de fendas  $w_{max}$ . Este valor depende da classe de exposição e do tipo de combinação a considerar. Para estruturas de BA situa-se entre 0,3 e 0,4mm.

No EC2, uma imposição de cariz construtivo, para assegurar que haja uma eficaz transferência de forças do betão para as armaduras, controlando a formação de fissuras neste âmbito, impõe uma área mínima de armadura na zona traccionada  $A_{s,min}$ , i.e.

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \quad (2.3)$$

Na expressão anterior  $k_c$  refere-se a um coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário, e  $k$  é um coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas.  $A_{ct}$  refere-se à área de betão traccionado,  $\sigma_s$  corresponde ao valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da fenda, e  $f_{ct,eff}=f_{ctm}$ .

No método indirecto do EC2 limita-se o diâmetro máximo, ou o espaçamento máximo dos varões, em função da tensão instalada nas armaduras e do limite de abertura de fendas  $w_{max}$ .

No método directo, muito mais complicado que o anterior, baseia-se na verificação da condição:

$$w_k \leq w_{max} \quad (2.4)$$

sendo que a abertura de fendas  $w_k$  é determinada por:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2.5)$$

onde  $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$  representa a diferença de extensões médias entre o aço e do betão. O termo  $s_{r,max}$  indica a distância máxima entre fendas, que segundo o EC2 depende da distância entre eixos das armaduras aderentes localizadas na zona traccionada. Assim, para pequenas distâncias entre eixos de armaduras localizadas na zona traccionada, isto é, quando o espaçamento é inferior a  $5(c + \phi/2)$ , em que  $c$  é o recobrimento das armaduras longitudinais e  $\phi$  é o diâmetro dos varões ou diâmetro equivalente, esta distância calcula-se pela expressão seguinte:

$$s_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \times \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (2.6)$$

Sendo que, na expressão acima,  $k_1$  tem em conta as propriedades de aderência dos varões,  $k_2$  considera a forma de distribuição de extensões na secção. O anexo nacional indica que  $k_3$  e  $k_4$  devem tomar os valores de 3,4 e 0,425, respectivamente.

Sempre que numa secção existirem  $n_1$  varões de diâmetro  $\phi_1$  e  $n_2$  varões de diâmetro  $\phi_2$  deve ser considerado um diâmetro equivalente determinado por:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad (2.7)$$

A percentagem de armadura relativa à secção de betão efectiva  $\rho_{p,eff}$ , para armaduras não pré-esforçadas é calculada por:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (2.8)$$

onde a área da secção efectiva de betão traccionado  $A_{c,eff}$  se obtém a partir da largura  $b$  e da altura efectiva de betão traccionado  $h_{c,ef}$ . Este valor é determinado por um mínimo entre  $2,5(h-d)$ ,  $(h-x)/3$  e  $h/2$ , sendo  $h$  a altura da secção,  $x$  a profundidade do eixo neutro e  $d$  a altura útil.

Por outro lado, se o espaçamento referido atrás for superior a  $5(c+\phi/2)$ , ou se não existirem armaduras aderentes na zona traccionada, deve usar-se

$$S_{r,max} = 1,3(h - x) \quad (2.9)$$

Por fim, o cálculo da extensão média relativa entre o aço e o betão deve ser efectuado com base em:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (2.10)$$

em que  $k_t$  é um coeficiente que depende da duração do carregamento,  $\alpha_e = E_s/E_{cm}$  representa o quociente entre os módulos de elasticidade do aço e do betão, respectivamente.

Tal como se pode constatar, esta metodologia de cálculo, indicada no EC2, torna-se muito extensa, complicada e de baixa fiabilidade na medida que a avaliação correcta dos parâmetros é sempre muito difícil.

Esta metodologia é aprofundada no “PrEN Chapter 7 – Serviceability Limit States. Cracking. Supporting Document” (2003).

### 2.5.2 Método ACI

A metodologia de cálculo de abertura de fendas  $w$ , apresentada pelo American Concrete Institute ACI, tem por base as equações de Gergely-Lutz. Assim,

$$w = 2,2\beta\varepsilon_s\sqrt[3]{d_c A} \quad (2.11)$$

Em que  $w$  representa a largura de fendas provável,  $\beta$  é o quociente entre a distância da extremidade traccionada da secção de betão ao eixo neutro e a distância entre o eixo da armadura traccionada de aço e o eixo neutro,  $\varepsilon_s$  a extensão no aço traccionado devido à carga aplicada,  $d_c$  o recobrimento em relação ao eixo da armadura traccionada e, por fim,  $A$  a área envolvente das armaduras. A área envolvente das armaduras é considerada como sendo a área efectiva de betão em torno do centro de gravidade dos varões dividida pelo número de varões.

Como se pode ver, esta metodologia é significativamente mais simples do que a proposta pelo EC2.

### 2.5.3 Método simplificado

O cálculo pelo método directo do EC2, bem como a metodologia sugerida pelo ACI, tal como muitas outras sugestões [Dawood, N., Marzouk, H. (2010) ou Caldentey, A. et al (2013)], têm em comum, o facto da abertura de fendas  $w$  ser proporcional a  $\varepsilon_s$ .

Neste sentido, prevendo-se conhecer os resultados experimentais  $w$  de diversas vigas, e também os resultados teóricos correspondentes para a extensão no aço traccionado  $\varepsilon_s$ , é possível procurar uma constante  $k_w$  que relacione aquelas quantidades, i.e.

$$w = k_w \cdot \varepsilon_s \quad (2.12)$$

Desta forma, após o ponto de fissuração, vai adoptar-se em cada exemplo uma constante  $k_w$  que melhor se adapte a cada curva de abertura de fendas. Caso exista coerência entre os diversos valores de  $k_w$ , poder-se-á assegurar uma forma muito simples de estimar este parâmetro.

## 2.6 Activação alcalina

Os materiais activados alcalinamente, também designados por "geopolímeros", são considerados como um novo produto a investigar. Contudo, as suas raízes são antigas, ligando-se este tipo de materiais a construções antigas, por exemplo as pirâmides de Gizé [Davidovits, 1996].

Mais recentemente, os primeiros trabalhos que se conhecem em termos de activação alcalina surgiram na Bélgica, década de 40 do século passado, através de Purdon, que a partir da activação de alcalina de escórias com hidróxido de sódio, propôs o processo base deste método.

Mais tarde, em 1950, Viktor Glukhovsky, do Instituto de Engenharia Civil de Kiev, na Ucrânia, debruçou-se também sobre o estudo da activação alcalina considerando ligantes usados na antiguidade. Mas só em 1978, Davidovits definiu como "geopolímeros" uma ampla gama de materiais caracterizados por cadeias ou redes de moléculas inorgânicas, que dependiam de materiais naturais activados termicamente tal como a argila caulinite ou subprodutos industriais como as cinzas volantes ou a escória, para proporcionar uma fonte de silício (Si) e de alumínio (Al) (Nogueira, 2008); estes eram posteriormente dissolvidos numa solução de activação alcalina que subsequentemente polimerizava em cadeias e redes moleculares para criar uma pasta endurecida.

O estudo destes novos materiais baseia-se em perspectivas atractivas tais como a estabilidade dimensional numa ampla faixa de temperatura, a possibilidade de produção *in-situ* ou ainda a alteração das propriedades através da introdução de agentes. Além disso, têm sido desenvolvidos geopolímeros seguindo os princípios da química verde, uma vez que são sintetizados a partir de uma ampla variedade de materiais, incluindo os recursos reciclados e resíduos minerais, reduzindo o consumo de energia e o impacto ambiental durante a sua produção (Benito et al., 2013).

Os materiais activados alcalinamente representam assim uma inovação tecnológica que tem gerado um considerável interesse na indústria da construção, particularmente à luz do contínuo ênfase na sustentabilidade. Ao contrário do cimento Portland, a maioria destes novos sistemas dependem de materiais naturais minimamente processados ou subprodutos da indústria para gerar agentes de ligação. Em contraste, o cimento Portland é responsável por cerca de 7% das emissões totais para a atmosfera, isto porque na produção de clínquer, para o convencional cimento, aquando da produção de 1 tonelada, emite-se 0,95 toneladas de CO<sub>2</sub> para a atmosfera, sendo 0,55 toneladas devidas à decomposição do carbonato de cálcio e 0,4 toneladas à combustão (Davidovits, 2013). Esta realidade conduz à necessidade de serem estudados materiais alternativos que reduzam estas emissões para o meio ambiente, constituam uma alternativa ao convencional cimento Portland e endureçam à temperatura ambiente.

No contexto da activação alcalina, o ligante pode ser à base de escória, rocha, cinzas volantes ou silicato de ferro, materiais já usados como adjuvantes dos betões tradicionais. O uso de cinzas vulcânicas ou pozolanas, que são minerais vulcânicos compostos principalmente por óxidos de alumínio, ferro e silício, e naturalmente possuem propriedades hidráulicas, explica-se devido à durabilidade dos monumentos romanos construídos com argamassas que continham pozolanas do vulcão Vesúvio. Estas propriedades podem ser recriadas pela calcinação da argila ou usando cinzas volantes colhidas das centrais eléctricas a carvão (Davidovits, 1996).

Um outro ligante utilizado neste trabalho foi o Metacaulino, que constitui um aluminossilicato amorfo obtido da calcinação controlada da caulinite [MetaMax®]. A activação alcalina do metacaulino produz um material endurecido por um processo exotérmico que envolve um processo inicial e muito rápido de dissolução, seguindo-se um período de indução, em que a taxa de troca de calor decresce e, finalmente, uma fase de reacção exotérmica na qual os materiais cimentícios são precipitados (Rashad, 2013).

Na reacção que dá origem aos materiais activados alcalinamente, a água presente apenas facilita a trabalhabilidade, não se tornando parte da estrutura resultante, i.e. a água não está envolvida na reacção química e é expelida durante a cura e subsequente secagem. Pelo

contrário no betão com cimento Portland esta é a responsável pelas reacções de hidratação que ocorrem quando este se mistura com a água. Este facto tem impactos significativos nas propriedades mecânicas e químicas dos geopolímeros resultantes pois torna-o mais resistente ao calor, à entrada de água, à reactividade álcali-agregado, e outros tipos de ataque químico (Provis et al., 2009).

O fabrico dos geopolímeros é normalmente realizado à temperatura e pressão ambientes, podendo ser aplicada alguma pressão caso se pretenda obter um produto com porosidade menor que o normal. O aumento da temperatura acelera o processo de activação alcalina, podendo atingir-se resistências superiores a  $40MPa$  ao fim de uma hora a  $85^{\circ}C$  (Pinto, 2006). De salientar ainda que Pinto (2002) referiu que, em muitos casos, nas primeiras 4 horas é atingida cerca de 70% da resistência final do produto, apesar de se verificar um acréscimo desta com o passar do tempo.

Após vários estudos realizados, alguns por Davidovits (2013), demonstrou-se que existem melhorias ao nível das emissões de  $CO_2$  para a atmosfera, podendo reduzir-se até 70% as emissões conforme o tipo de “ingredientes” usados na composição do geopolímero. No caso do reaproveitamento de cinzas volantes, a redução é muito maior.

De salientar que as normas do cimento Portland normal não são adaptáveis a este novo material. Daí a ASTM, em Junho de 2012, ter proposto um conjunto de especificações de desempenho deste tipo de materiais. Por outro lado, é ainda de destacar que se encontra em curso uma pesquisa considerável para desenvolver sistemas geopoliméricos que abordem os obstáculos técnicos, com baixos gastos de energia e emissões de dióxido de carbono, mas cujas propriedades sejam semelhantes às do cimento Portland. Além disso, a pesquisa actual está focada no desenvolvimento de geopolímeros de fácil utilização que não requerem o uso de soluções de activação altamente cáusticas.

Tal como no betão de cimento Portland, os agregados grossos e finos ocupam cerca de 75 a 80% da massa do material resultante.

### 3 CONSTRUÇÃO DE ESPÉCIMES E DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

Com a finalidade de estudar a fendilhação de vigas construídas com materiais activados alcalinamente produziram-se 15 vigas, subdivididas em 3 grupos de 5 vigas. Cada grupo foi produzido com um ligante diferente: um grupo com ligante hidráulico à base de cimento Portland, outro com metacaulino e outro com cinzas volantes. As vigas de argamassa servem como base de comparação, visto serem um material mais conhecido. Em cada grupo, as vigas diferiam na quantidade de armadura traccionada, variando a percentagem de armadura entre valores usuais. Pretendia-se avaliar também a influência deste parâmetro ao nível da fissuração.

Neste contexto, neste capítulo descrevem-se as características das vigas, dos materiais que as compõem, e dos ensaios realizados.

#### 3.1 Características das vigas

A programação do trabalho laboratorial estava condicionada pelas disponibilidades físicas dos materiais, nomeadamente do metacaulino, e também em termos dos recursos humanos. Assim, optou-se por construir vigas com as seguintes dimensões: comprimento  $L=1500\text{mm}$ , largura  $b=100\text{mm}$ , e altura  $h=150\text{mm}$ . Estes valores correspondem a metade das dimensões usadas noutras vigas em estudos anteriores [Fernandes (2010) e Abreu (2012)].

Para além disso, as armaduras a usar também deveriam ser proporcionalmente menores, com o recobrimento também reduzido na mesma proporcionalidade. Assim, para armadura longitudinal foram assumidos os diâmetros  $\phi 6$  e  $\phi 8$  e com um recobrimento de  $10\text{mm}$ . Para a armadura transversal pretendia-se usar o diâmetro  $3\text{mm}$ , mas só foi possível obter  $4\text{mm}$  ( $\phi 4$ ). Tendo em consideração o reduzido recobrimento, optou-se pela utilização de areia sem agregados.

Tendo em consideração o ensaio a realizar, também se procurou que a conjugação dos materiais permitisse obter metade das roturas pela armadura traccionada e a outra metade pelo material comprimido. Ou seja, sendo 5 as vigas a construir com cada material, o parâmetro a variar, o mais uniformemente possível, seria a percentagem de armadura, o qual deveria cobrir uma gama de valores usuais na Engenharia Civil. Obviamente que a rotura da viga

intermédia deveria ocorrer numa transição entre a armadura traccionada e o material comprimido.

Apesar do previsto não foi possível chegar exactamente ao pretendido, o que sucede com frequência em programas experimentais deste tipo, pois existem sempre desvios em relação ao que foi idealizado; seja porque os materiais adquiridos não tinham as características previstas, seja porque os materiais elaborados no laboratório atingem resistências um pouco diferentes das pretendidas, seja devido a imperfeições construtivas, seja por má vibração, seja devido à cofragem, etc, etc.

Procede-se à caracterização das vigas, referindo a composição destas, a armadura usada, o processo de cofragem e de betonagem e, por fim, as dimensões reais das vigas.

### 3.1.1 Composição das vigas

No planeamento deste trabalho optou-se por se manterem constantes a armadura longitudinal comprimida e a armadura transversal. Portanto, os parâmetros variáveis, de viga para viga, foram a armadura traccionada e o material de construção.

Assim, as vigas foram distribuídas em 3 grupos em função do material e a sua nomenclatura é efectuada consoante o ligante e o tipo de armadura de tracção, tal como indicado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Nomenclatura das vigas.

Ligante	Armadura de tracção	Designação
Cimento	2 $\phi$ 6	ARG-2F6
	3 $\phi$ 6	ARG-3F6
	4 $\phi$ 6	ARG-4F6
	3 $\phi$ 8	ARG-3F8
	4 $\phi$ 8	ARG-4F8
Metacaulino	2 $\phi$ 6	META-2F6
	3 $\phi$ 6	META-3F6
	4 $\phi$ 6	META-4F6
	3 $\phi$ 8	META-3F8
	4 $\phi$ 8	META-4F8
Cinzas	2 $\phi$ 6	CIN-2F6
	3 $\phi$ 6	CIN-3F6
	4 $\phi$ 6	CIN-4F6
	3 $\phi$ 8	CIN-3F8
	4 $\phi$ 8	CIN-4F8

### 3.1.2 Tipos de armadura

Como referido anteriormente, para a realização deste estudo foram adoptadas várias combinações de armaduras de forma a obter vários tipos de rotura por flexão. Na Tabela 3.2 indicam-se os tipos de armadura, sendo  $A_s$  a armadura traccionada,  $A_s'$  a armadura comprimida,  $A_{sw}$  a armadura transversal e  $\rho$  a percentagem de armadura traccionada. Como se pode constatar, foi possível variar  $\rho$  de modo a cobrir o intervalo usual de 0,5% a 1%, indo-se mesmo aquém e além deste intervalo.

Tabela 3.2 – Armaduras projectadas para as vigas.

		$A_s$		$A_s'$ [mm <sup>2</sup> ]		$A_{sw}$	$\rho$ [%]
		$\Phi$ [mm]	Área [mm <sup>2</sup> ]	$\Phi$ [mm]	Área [mm <sup>2</sup> ]		
Vigas de argamassa	<i>ARG-2F6</i>	2 $\phi$ 6	56,5	2 $\phi$ 6	56,5	E2R $\Phi$ 4//0,07m	0,38
	<i>ARG-3F6</i>	3 $\phi$ 6	84,8	2 $\phi$ 6	56,5	E2R $\Phi$ 4//0,07m	0,57
	<i>ARG-4F6</i>	4 $\phi$ 6	113	2 $\phi$ 6	56,5	E2R $\Phi$ 4//0,07m	0,75
	<i>ARG-3F8</i>	3 $\phi$ 8	151	2 $\phi$ 6	56,5	E2R $\Phi$ 4//0,07m	1,01
	<i>ARG-4F8</i>	4 $\phi$ 8	201	2 $\phi$ 6	56,5	E2R $\Phi$ 4//0,07m	1,34
Vigas de metacaulino	<i>META-2F6</i>	2 $\phi$ 6	56,5	2 $\phi$ 6	56,5	E2R $\Phi$ 4//0,07m	0,38
	<i>META-3F6</i>	3 $\phi$ 6	84,8	2 $\phi$ 6	56,5	E2R $\Phi$ 4//0,07m	0,57
	<i>META-4F6</i>	4 $\phi$ 6	113	2 $\phi$ 6	56,5	E2R $\Phi$ 4//0,07m	0,75
	<i>META-3F8</i>	3 $\phi$ 8	151	2 $\phi$ 6	56,5	E2R $\Phi$ 4//0,07m	1,01
	<i>META-4F8</i>	4 $\phi$ 8	201	2 $\phi$ 6	56,5	E2R $\Phi$ 4//0,07m	1,34
Viga de cinzas	<i>CIN-2F6</i>	2 $\phi$ 6	56,5	2 $\phi$ 6	56,5	E2R $\Phi$ 4//0,07m	0,38
	<i>CIN-3F6</i>	3 $\phi$ 6	84,8	2 $\phi$ 6	56,5	E2R $\Phi$ 4//0,07m	0,57
	<i>CIN-4F6</i>	4 $\phi$ 6	113	2 $\phi$ 6	56,5	E2R $\Phi$ 4//0,07m	0,75
	<i>CIN-3F8</i>	3 $\phi$ 8	151	2 $\phi$ 6	56,5	E2R $\Phi$ 4//0,07m	1,01
	<i>CIN-4F8</i>	4 $\phi$ 8	201	2 $\phi$ 6	56,5	E2R $\Phi$ 4//0,07m	1,34

Como referido, uma das preocupações iniciais consistiu em obter roturas por flexão nos ensaios das vigas. Importava portanto evitar que a rotura ocorresse por esforço transversal nas zonas laterais da viga. Sendo que a maior probabilidade de tal ocorrer estaria na viga que suportasse maiores cargas, optou-se por utilizar em todas as vigas a mesma quantidade de armadura transversal, de tal forma que a rotura fosse seguramente por flexão. Seguindo esta opção, garantir-se-ia idênticas condições de confinamento do material em todas as vigas. Este parâmetro é muito importante em flexão de vigas.

### 3.1.3 Cofragem e betonagem

Para a cofragem recorreu-se a placas lisas de PVC, as quais foram lateralmente contraventadas por vigas de madeira de pinho. A cofragem usada para cada grupo de 5 vigas

encontra-se ilustrada na Figura 3.1. Embora reduzidas, esta cofragem não impediu algumas variações das dimensões das vigas, referidas adiante.



Figura 3.1 – Cofragem usada para a construção das vigas, sem e com armadura, respectivamente.

A construção das armaduras foi realizada no laboratório. Sendo difícil manter com total rigor as dimensões dos estribos, após algumas tentativas, pode afirmar-se que, em cada viga, a variação das dimensões foi seguramente inferior a  $1mm$ . Também foi tida em conta a colocação do fecho dos estribos: ou na face superior ou na inferior. Nas zonas laterais foi colocado na face superior, alternando o lado para o qual estava colocado; na zona central, foi colocado na face inferior. Portanto, o fecho dos estribos não iria condicionar o confinamento do material comprimido, nem alterar o comprimento de instabilidade da armadura comprimida. Em termos de fissuração, o fecho do estribo deveria estar na face superior da zona central para se ter em conta o espaçamento de fissuras.

Ao nível da betonagem foram contabilizados vários aspectos, tais como a utilização de um vibrador para compactar as misturas, mas não em demasia para não as segregar, se fosse o caso. A regularização da superfície foi efectuada evitando-se, dentro do possível, remexer o material já vibrado.

### 3.1.4 Dimensões

Após a construção das vigas foram medidas as dimensões reais, as quais são apresentadas na Tabela 3.3. A altura  $h$ , e a largura  $b$ , de cada viga, resultam de uma média de três medições realizadas na zona central da viga, a zona mais importante dos ensaios. Verifica-se que as maiores oscilações ocorrem na altura, mas todas inferiores a  $4mm$ .

Tabela 3.3 – Dimensões efectivas das vigas.

		Peso [kg]	b [mm]	h [mm]	L [cm]
Vigas de argamassa	<i>ARG-2F6</i>	52,1	98,1	152	149,5
	<i>ARG-3F6</i>	53,9	100	153	149,5
	<i>ARG-4F6</i>	54,9	100	154	149,5
	<i>ARG-3F8</i>	54,6	101	153	149,5
	<i>ARG-4F8</i>	53,4	97,4	152	149,5
Vigas de metacaulino	<i>META-2F6</i>	45,3	102	153	149,7
	<i>META-3F6</i>	45,9	102	154	149,7
	<i>META-4F6</i>	45,7	101	154	149,6
	<i>META-3F8</i>	46,3	103	153	149,7
	<i>META-4F8</i>	45,3	101	151	149,7
Viga de cinzas	<i>CIN-2F6</i>	51,9	104	152	149,6
	<i>CIN-3F6</i>	51,7	99,3	152	149,6
	<i>CIN-4F6</i>	52,2	99,2	153	149,5
	<i>CIN-3F8</i>	52,7	102	153	149,5
	<i>CIN-4F8</i>	53,2	103	152	149,5

Após inspecção visual das vigas, foram também detectadas algumas imperfeições, tais como: alguns vazios laterais nas vigas de argamassa, tal como ilustrado na Figura 3.2; e alguma fissuração nas vigas de cinzas, tal como ilustrado na Figura 3.3, que atingia pelo menos os 0,2mm. Acredita-se que esta fissuração, presente nas vigas de cinzas, resulte da elevada retracção exibida por este material. Aliás, esta particularidade tornou feio o aspecto geral destas vigas, por um lado, e por outro, impediu, entre outras consequências, que o comportamento destas peças incluísse um ponto de fissuração.



Figura 3.2 – Vazios laterais nas vigas de argamassa.

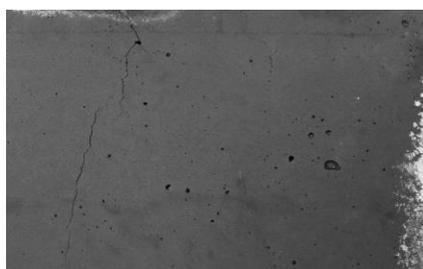


Figura 3.3 – Fissuração e vazios das vigas de cinzas.

Nas vigas de metacaulino verificou-se ainda outra particularidade na camada superficial, ilustrada na Figura 3.4. O material desta camada, de cor mais escura, com cerca de 2mm de espessura, mais poroso e frágil, não era semelhante ao restante.



Figura 3.4 – Detalhe da camada superficial das vigas de metacaulino.

## 3.2 Características dos materiais

Importa conhecer as características resistentes dos materiais, no contexto da resistência global das vigas, com o intuito de aferir as simulações teóricas com a realidade. Neste sentido, foram realizados ensaios sobre provetes de aço e sobre provetes dos diferentes tipos de material. Os resultados obtidos são apresentados a seguir.

### 3.2.1 Materiais

#### 3.2.1.1 Aços

Neste trabalho utilizaram-se diversos diâmetros de aços com origens diversas. A Fapricela ofereceu o aço de diâmetro 4mm. Os diâmetros de 6mm e 8mm foram adquiridos no mercado, com sendo do tipo A400.

As características mecânicas do aço foram conhecidas em ensaios de tracção, realizados de acordo com a norma NP EN 10002-1 de 2006. Nos ensaios utilizaram-se 4 amostras de cada tipo de aço. Na Tabela 3.4 constam as médias dos valores obtidos nos ensaios, sendo os parâmetros analisados a tensão de cedência  $f_{sy}$ , a tensão de rotura  $f_{su}$ , e a extensão total na força máxima  $\epsilon_{su}$ . Tendo em consideração os resultados apresentados, e os diagramas não apresentados, verificou-se que os aços f4 e f6 são do tipo A500ER, e o f8 do tipo A600NR. Estes resultados, principalmente os relativos às armaduras longitudinais de tracção, são significativamente distintos dos projectados.

Tabela 3.4 – Características resistentes dos aços.

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

Conhecidos estes valores, as restantes características resistentes dos aços ER,  $\phi 4$  e f6, foram estimadas seguindo a proposta do REBAP (1983). Para o aço NR seguiu-se a recomendação do EC2.

### 3.2.1.2 Areia

A granulometria a usar nas misturas estava condicionada pela dimensão das peças a betonar, nomeadamente o recobrimento, optando-se assim por usar somente areia. Na Figura 3.5 apresenta-se a curva de granulometria da areia usada.

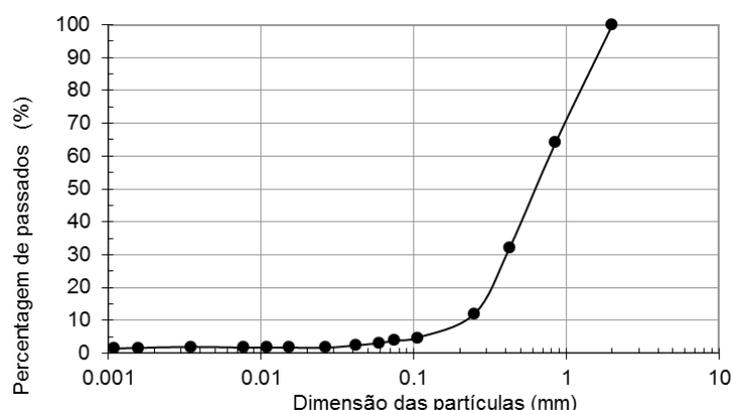


Figura 3.5 – Curva granulométrica da areia.

### 3.2.1.3 Cimento

O cimento Portland é um ligante hidráulico que deriva de material inorgânico, isto é, de uma mistura proporcionada de calcário e argila, a qual é cozida a temperaturas elevadas e finamente moída. Misturando o *CP* com água ocorrem reacções de hidratação formando-se uma pasta que adquire presa e endurece. A classe de resistência do cimento usado foi de  $42,5MPa$ .

### 3.2.1.4 Metacaulino

O metacaulino resulta de tratamentos térmicos aplicados aos caulinos, dos quais se obtém um material muito mais reactivo e com propriedades pozolânicas, isto é, com elevado teor de sílica reactiva capaz de reagir com o hidróxido de cálcio na presença de água e à temperatura ambiente. A composição do metacaulino usado era de cerca de 58% de sílica e 38% de alumina, e em termos de aparência descreve-se como um pó branco com partículas muito

finas. Quanto mais fino o material, maior é a sua superfície específica, logo maior será a reactividade do material.

### **3.2.1.5 Cinzas**

As cinzas usadas tiveram origem na central térmica de Sines, resultantes da queima de carvão mineral. Este material, tal como o metacaulino, é composto por elevadas percentagens de sílica e alumina. Também para estas cinzas, a elevada superfície específica conduz a uma maior reactividade.

### **3.2.1.6 Activador**

O activador a usar deve ser doseado e concentrado tendo em conta o ligante, nomeadamente a sua composição química e o grau de finura que condicionam a reacção de activação. Neste trabalho optou-se por usar um activador composto por hidróxido de sódio (NaOH) e silicato de sódio (NaSiO<sub>3</sub>), na proporção de 1:2, respectivamente. Ao primeiro é atribuído o papel de dissolução das matérias-primas do ligante e o segundo desencadeia as reacções químicas de ligação [A. Pinto, 2006].

## **3.2.2 Misturas**

Tal como indicado atrás, das 15 vigas produzidas, 5 foram executadas usando como ligante o metacaulino, e outras 5 usando como ligante cinzas volantes, perfazendo-se com estas as vigas com ligantes activados alcalinamente; a base de estudo dos novos materiais. As restantes 5 vigas foram fabricadas usando *CP* como ligante, com o intuito de comparar o comportamento analisado.

### **3.2.2.1 Argamassa de cimento**

A argamassa de cimento foi produzida no Departamento de Engenharia Civil da FCTUC, tal como os ensaios efectuados aos cubos e provetes desta argamassa. Tendo em consideração os objectivos iniciais, para as vigas projectou-se uma resistência média de  $35\text{MPa}$ . Para o efeito, realizou-se uma mistura utilizando  $270\text{kg}$  de areia,  $60\text{kg}$  de cimento,  $33\text{kg}$  de água e ainda  $0,30\text{kg}$  de superplastificante *Sika ViscoCrete 20HE*. Esta mistura permitiu betonar 5 vigas, 12 cubos de  $150\text{mm}$  de aresta e 6 provetes  $40\text{mm}\times 40\text{mm}\times 160\text{mm}$ .

Decorridos 3 dias da betonagem, procedeu-se à descofragem das vigas, dos cubos e dos provetes. Posteriormente foram sendo feitos ensaios aos cubos e aos provetes, em dias distintos, de forma a conhecer-se a resistência ao longo do tempo.

Obtidos os resultados dos ensaios de todos os cubos, aproximou-se uma curva de resistência média espectável do betão à compressão a estes valores; uma curva exponencial proposta por Neville (1973). Ver Figura 3.6. Nesta figura,  $f_{cm}$  indica o valor médio da resistência do betão à compressão e  $T$  o tempo em dias.

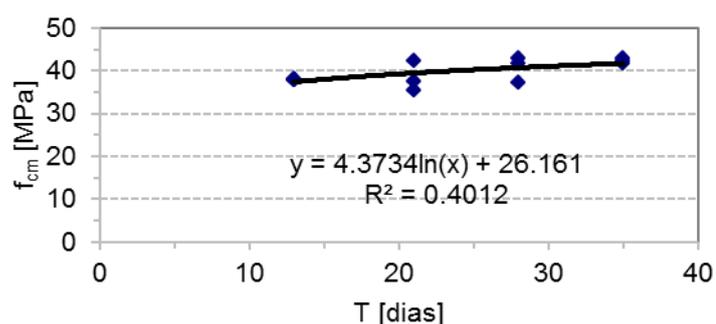


Figura 3.6 – Gráfico da resistência média do betão.

Com base na curva obtida foram então calculados os valores espectáveis da resistência do betão à compressão  $f_{cm}$ , no dia em que a viga foi ensaiada. A Tabela 3.5 apresenta os valores apurados. Importa salientar que  $f_{cm}$  se refere a cubos com 15cm de aresta. Nesta tabela,  $f_{ck}$  representa o valor característico de resistência à compressão, referido a cilindros, e  $f_{ctm}$  indica o valor médio da resistência da argamassa à tracção. Fazendo uma breve análise dos resultados, deduz-se que a argamassa produzida se encontra acima das previsões iniciais. Esta argamassa situa-se numa classe C25/30.

Tabela 3.5 – Resistências espectáveis da argamassa.

Viga	ARG-2F6	ARG-3F6	ARG-4F6	ARG-3F8	ARG-4F8
Tempo [dias]	34	34	36	37	35
$f_{cm}$ [MPa]	41,6	41,6	41,8	42,0	41,7
$f_{ck}$ [MPa]	25,3	25,3	25,5	25,6	25,4
$f_{ctm}$ [MPa]	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6

Conhecidos os valores  $f_{cm}$ , as restantes características resistentes da argamassa foram estimadas seguindo as propostas do EC2 (2010).

### 3.2.2.2 Mistura de metacaulino

A mistura baseada em metacaulino foi projectada para as seguintes quantidades: 180kg de areia, 72kg de metacaulino e 86,4kg de activador composto. Estas proporções foram as adoptadas nas misturas base testadas por Francisco [Guerra, F. (2014)] e Mário [Oliveira, M. (2014)]. No entanto, numa primeira tentativa, quando se principiou a mistura destes componentes, verificou-se que a mistura aqueceu e endureceu, impossibilitando a colocação da mistura nos moldes.

No dia seguinte, optou-se por acelerar o processo e alterar as proporções para: 160kg de areia, 55,9kg de metacaulino e 83,2kg de activador composto. Esta mistura permitiu construir 5 vigas, e ainda 12 provetes 40mm×40mm×160mm e 5 cubos de 15cm de aresta. Ainda assim, importa referir que nos últimos itens moldados, a mistura não se encontrava nas melhores condições para efectuar a compactação, por estar pouco plástica. Estes itens foram desmoldados 3 dias depois.

A análise das características mecânicas deste material, designado por metacaulino, foi realizada adoptando um conjunto de ensaios descritos em Francisco [Guerra, F. (2014)] e Mário [Oliveira, M. (2014)], os quais incidem sobre os provetes 40mm×40mm×160mm e destinam-se a apurar o módulo de elasticidade, a tensão resistente à tracção por flexão, e a tensão resistente à compressão. Assim, o valor avaliado para o módulo de elasticidade deste material foi de 16,5GPa. As tensões resistentes à compressão e à tracção são apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Características resistentes do metacaulino.

Tempo [dias]		11	20
Ensaio à compressão	Tensão média [MPa]	32,5	36,9
	Tensão máxima [MPa]	36,2	44,9
Ensaio à tracção	Tensão média [MPa]	3,68	4,23
	Tensão máxima [MPa]	3,94	4,94

A partir dos ensaios à compressão dos cubos de aresta 150mm, obteve-se uma resistência média à compressão do metacaulino, aos 17 dias, de 28,9MPa, com um valor máximo de 33,6MPa. O desvio padrão dos resultados obtidos neste ensaio foi de 4,44, o que evidencia os problemas verificados na moldagem dos provetes.

### 3.2.2.3 Mistura de cinzas

A mistura baseada em cinzas foi projectada para as seguintes quantidades: 200kg de areia, 80kg de cinzas e 40kg de activador composto. Estas proporções foram as adoptadas de uma receita base sugerida por Pinto (2006). Com esta mistura foram fabricadas 5 vigas, 12 provetes 40mm×40mm×160mm e 5 cubos, os quais foram descofrados 5 dias depois.

Efectuaram-se, tal como no caso anterior, ensaios à compressão e/ou à tracção para determinar as características mecânicas deste material, designado adiante por cinzas. Assim, o valor avaliado para o módulo de elasticidade deste material foi de 20,1GPa e as tensões resistentes à compressão e à tracção são indicados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Características resistentes das cinzas.

Tempo [dias]		23	32
Ensaio à compressão	Tensão média [MPa]	16,6	25,7
	Tensão máxima [MPa]	19,5	33,6
Ensaio à tracção	Tensão média [MPa]	3,16	3,96
	Tensão máxima [MPa]	3,3	4,6

Dos ensaios à compressão dos cubos com 150mm de aresta, obteve-se uma resistência média à compressão, aos 32 dias, de 29,7MPa, com um valor máximo nos ensaios de 34,0MPa. O desvio padrão dos resultados foi de 3,25.

### 3.3 Descrição do ensaio

O esquema teórico seguido nos ensaios das vigas corresponde ao apresentado na Figura 3.7. Podem ainda observar-se os diagramas de esforços, nos quais é desprezado o peso próprio da viga, uma vez que o zero inicial do ensaio também elimina este efeito.

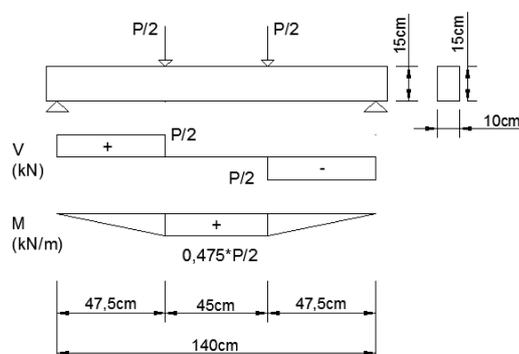


Figura 3.7 – Esquema de carga e diagramas de esforços no ensaio da viga.

A acção imposta às vigas foi subdividida em duas, colocadas simetricamente. Assim, definem-se três zonas: duas laterais e uma central. O objectivo consiste em obter flexão pura, i.e. livre do esforço transversal, na zona central.

Em termos práticos, adoptou-se um esquema autoportante de ensaio, tal como ilustrado na Figura 3.8. Ou seja, partindo de um pórtico do Laboratório, suspendeu-se a viga a ensaiar em 2 pares de tirantes Dywidag  $\phi 15mm$ , suspensos na viga do pórtico. A acção foi imposta pelo actuador electromecânico, o qual se encontrava suspenso na mesma viga do pórtico. A acção, ou os dois contactos entre o actuador e a viga a ensaiar foram realizados por meio de dois meios cilindros metálicos, tal como se ilustra na Figura 3.9.

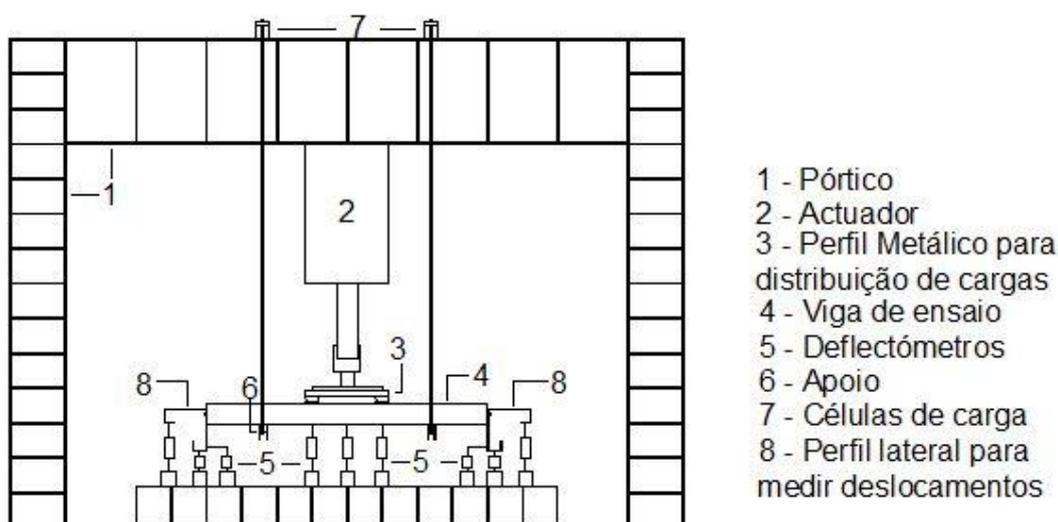


Figura 3.8 – Esquema de ensaio.

Cada par de tirantes dispunha de 2 perfis metálicos; um na base para apoio da viga a ensaiar, e outro no topo para apoio na viga do pórtico. Sob este perfil foram colocadas duas células de carga, cuja função consistia em efectuar a leitura da reacção do apoio correspondente. A carga total aplicada resulta da soma das reacções de apoio.

Tanto no contacto entre apoio/viga, como no contacto entre acção/viga, foram colocadas placas de neoprene com o objectivo de uniformizar as tensões locais, bem como amortecer possíveis impactos, evitando assim o esmagamento do material nessas zonas.



Figura 3.9 – Subdivisão da acção.

Relativamente à acção, importa referir a necessidade de impor uma pré-carga inicial para fixar a viga. Esta pré-carga não deveria exceder 10% da carga de fissuração prevista. De seguida, programou-se o actuador para funcionar por controlo da deformação, com uma velocidade inicial de deformação imposta de  $0,003\text{mm/s}$ . Obviamente que esta deformação foi em parte absorvida pelas borrachas. A necessidade em se impor tão baixa velocidade tinha três objectivos: em primeiro lugar, fazer com que os efeitos dinâmicos fossem desprezáveis; em segundo lugar, perceber o surgimento das fendas; por fim, dispor de tempo para medir a abertura e o comprimento das fendas. De referir que, previa-se que o ponto de fissuração surgisse para flechas inferiores a  $1,0\text{mm}$ , e o ponto de cedência das armaduras para flechas da ordem dos  $5\text{mm}$ . Neste intervalo teria de existir tempo para medir algumas vezes a abertura das fendas. Algum tempo após a cedência, paravam as medições das fissuras e, consoante a viga, a velocidade seria alterada primeiro para  $0,006\text{mm/s}$ , seguidamente para  $0,01\text{mm/s}$  e, por fim para,  $0,02\text{mm/s}$ , até se atingir a rotura.

A avaliação da deformação das vigas foi efectuada usando 9 deflectómetros, três colocados em cada apoio e três colocados na zona central, tal como é indicado na Figura 3.10. Em cada extremidade, usando duas chapas, dois deflectómetros mediam deslocamentos verticais e um media deslocamentos horizontais. Esta disposição dos deflectómetros permitiram conhecer as deformações verticais e horizontais da viga, e em particular a flecha.

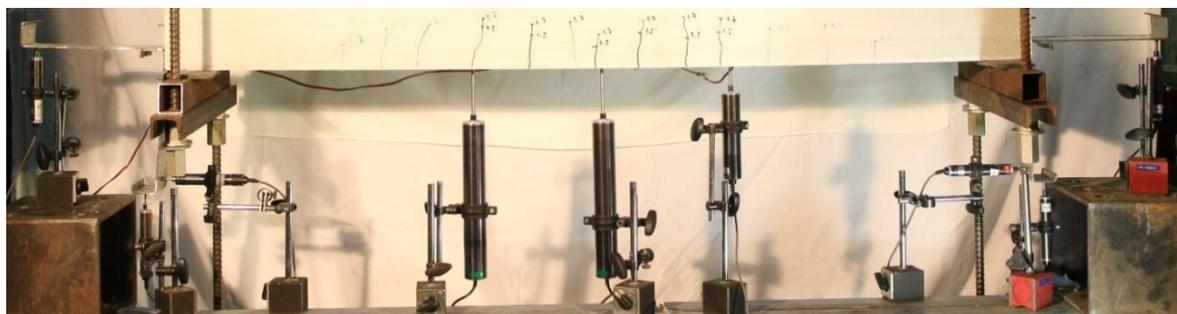


Figura 3.10 – Disposição dos defectómetros.

Com excepção das vigas de cinzas que por estarem fissuradas antes do ensaio, em todas as outras foi colado um extensómetro na face inferior da zona central da viga, propositadamente entre estribos. Estes valores também são importantes para confronto com os resultados teóricos, e principalmente para avaliar a extensão de rotura à tracção na viga.

Após a detecção visual das fissuras na viga, foram sendo marcadas de acordo com o seu desenvolvimento. Com a finalidade de medir a sua abertura, recorreu-se também a um microscópio de fendas, ilustrado na Figura 3.11, o qual amplia 40X a sua abertura. Os valores da abertura das fendas foram registados manualmente, conjuntamente com a carga no momento de cada leitura. Programou-se efectuar cerca de quatro leituras em cada viga, até à cedência das armaduras. O objectivo consistiu em conhecer a relação da abertura de fendas com a carga.



Figura 3.11 – Microscópio de fendas.

As leituras das células de carga, dos deflectómetros e do extensómetro foram registadas pelo DATA Logger TML TDS-602 (ver Figura 3.12), com uma frequência de 2Hz, com o objectivo de realizar o tratamento gráfico dos dados.



Figura 3.12 – DATA Logger TML TDS-602.

## 4 RESULTADOS

Nos capítulos anteriores procedeu-se à apresentação das bases teóricas e à descrição da construção dos espécimes e procedimentos de ensaio. Neste capítulo pretende-se dar a conhecer os resultados obtidos nos ensaios, por grupos de vigas.

Uma viga, sujeita a momento flector positivo, irá desenvolver esforços de compressão acima do eixo neutro e de tracção abaixo deste. Pode assumir-se que o betão resiste às compressões e as armaduras às tracções, depois do betão fissurar. Antes de fissurar, o betão suporta quase integralmente as tensões de tracção, uma vez que a percentagem de armadura é normalmente baixa. Perante isto, pode dizer-se que a armadura é pouco mobilizada antes de se iniciar a fissuração, sendo a partir deste momento muito importante, pois o betão deixa de suportar as tensões de tracção. As armaduras têm também um papel importante no controlo da abertura de fendas na zona traccionada do betão.

Procede-se de seguida à análise dos vários parâmetros estudados para cada viga, comparando-se determinados valores experimentais com os obtidos na simulação teórica. Para melhor apresentar os resultados, importa referir a simbologia usada ao longo deste capítulo, bem como alguma metodologia de apresentação.

Em termos da cor das curvas, adoptou-se o azul mais claro para a ilustrar as várias curvas teóricas, e dois tipos de azul para os resultados experimentais: o mais escuro é o mais usado, na medida que só em alguns casos existe, ou porque se refere a flexão pura; e o tom mais claro para ilustrar curvas onde o esforço transversal também é importante.

No que se refere à simbologia de pontos, atribui-se um círculo a todos os que se referem a valores experimentais e uma cruz aos referentes a valores teóricos. Ainda no contexto dos pontos, indicam-se a cinzento os pontos referentes ao início da fendilhação e a vermelho os pontos referentes à cedência. Os valores experimentais para os quais a primeira fenda foi observada são indicados com fundo branco.

Nas Figuras 4.1 a 4.4 são indicados os exemplos tipo de curvas  $P-d$ ,  $w-P$ ,  $L_{cr}-P$  e  $\varepsilon-P$ , nas quais se podem observar as diferentes cores e simbologias adoptadas. Nestas curvas  $P$  indica a carga total aplicada à viga ensaiada,  $d$  a flecha,  $w$  a abertura média das fendas medidas,  $L_{cr}$  o

desenvolvimento médio destas fendas e  $\varepsilon$  a extensão num ponto particular da zona central da viga, ou uma extensão média nessa zona central.

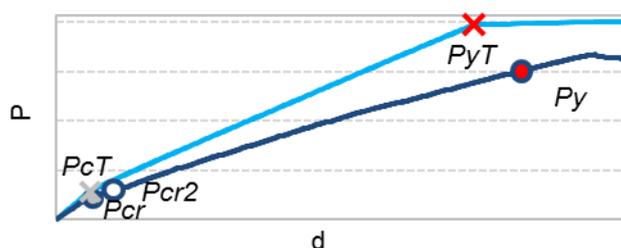


Figura 4.1 – Curva  $P$ - $d$  tipo.

O ponto indicado por  $P_{cr}$  refere-se ao início real da fissuração e  $P_{cr2}$  indica a posição em que a fissuração foi visível, a olho nu.  $P_y$  corresponde à cedência. Estes pontos foram obtidos a partir de 3 rectas, cada uma correspondendo a um estado do comportamento deste tipo de estruturas de BA, enunciados no ponto 2.2. Desta forma, a intersecção da recta que se sobrepõe ao estado elástico, sem fendas, com a recta que se sobrepõe ao estado fendilhado determina o valor da carga de  $P_{cr}$ . Ao intersecar a recta sobreposta ao estado fendilhado com a recta sobreposta ao estado plástico determina-se o deslocamento do ponto  $P_y$ .

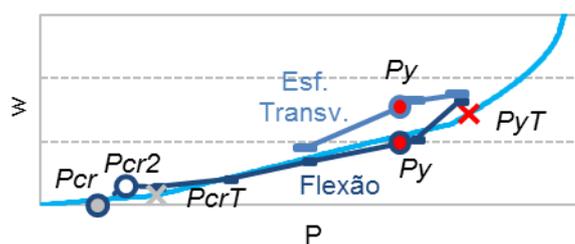
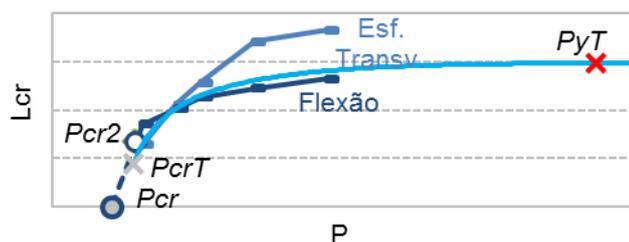


Figura 4.2 – Curva  $w$ - $P$  tipo.

Para o cálculo da abertura de fendas  $w$  foram seguidos dois caminhos distintos: o experimental e o teórico. Em termos de flexão, a curva experimental foi medida durante o ensaio para várias cargas, com o auxílio de um microscópio de fendas, e para a curva teórica foi usado o procedimento descrito no ponto 2.5.3, onde os valores de  $\varepsilon_s$ , fornecidos pela simulação teórica foram multiplicados por uma constante de forma a obter a maior proximidade possível com a curva experimental. Só em algumas das vigas, a curva “Esf. Transverso” é uma curva avaliada experimentalmente, nas fissuras das zonas laterais das vigas, nas quais o esforço transversal também é importante. De referir que os valores  $w$  experimentais resultam de uma média de 4 a 6 medições efectuadas nas fendas, visivelmente com maior abertura.

Figura 4.3 – Curva  $L_{cr}$ - $P$  tipo.

Para obter o comprimento real das fendas  $L_{cr}$  procedeu-se, de igual forma, à sua medição para diferentes tipos de cargas. A nível teórico o cálculo baseia-se em assumir que a fenda se desenvolve na parte traccionada até uma extensão de cerca de 0,11‰, no caso da argamassa, e 0,23‰ para o metacaulino. Ver esquema apresentado na Figura 4.4.

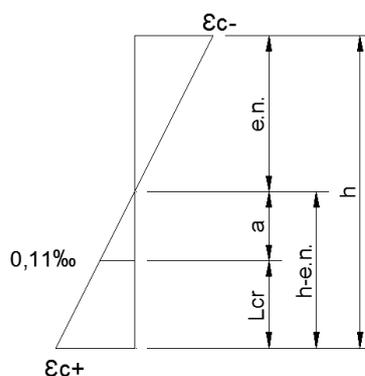


Figura 4.4 – Diagrama de extensões.

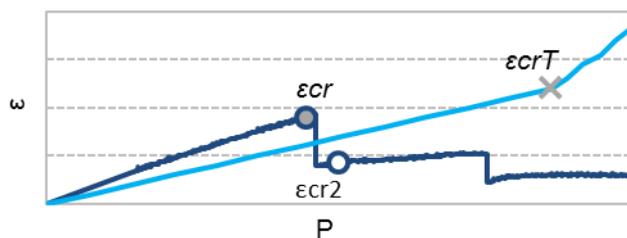
Na Figura 4.4 indica-se o diagrama de deformação média numa secção transversal de uma viga fissurada com altura  $h$ , na qual  $e.n.$  indica a posição do eixo neutro. Caso se admita que a fissuração se inicia a 0,11‰, tem-se:

$$a = \frac{0,11‰}{\chi}; \chi = \frac{\varepsilon_{c-}}{e.n.} = \frac{\varepsilon_{c+}}{h-e.n.} \quad (4.1)$$

$$L_{cr} = h - e.n. - a \quad (4.2)$$

Para o metacaulino a diferença está, como referido anteriormente, na extensão para a qual se assume o início da fissuração; 0,23‰ em vez de 0,11‰ na Expressão (4.1).

Em alguns casos do diagrama  $L_{cr}$ - $P$ , também são apresentados os valores reais das fendas verificadas nas zonas laterais da viga.

Figura 4.5 – Curva  $\varepsilon$ - $P$  tipo.

A extensão foi também determinada experimental e teoricamente. A nível experimental os valores das extensões obtiveram-se por medição através de um extensómetro colocado próximo do centro da face inferior da viga entre dois estribos, pois previa-se que a fissuração coincidissem com os estribos. Por outro lado, a curva teórica obteve-se dos valores médios da extensão, retirados da simulação teórica.

Por fim, é de referir que os desvios indicados foram calculados pela expressão seguinte, sendo  $A$  o valor em relação ao qual é calculado o desvio e  $B$  é outro valor distinto para o parâmetro em causa.

$$\text{Desvio de } B \text{ em relação a } A = \frac{(A-B)}{A} \quad (4.3)$$

No decorrer deste capítulo, os desvios são realizados em relação aos valores experimentais.

## 4.1 Vigas de Argamassa

Apresentam-se neste capítulo os resultados obtidos para as vigas construídas com argamassa. Em todas estas a armadura superior é de  $2\phi 6$  com aço  $A500ER$  ( $A_s = 0,57\text{cm}^2$ ) e a armadura de esforço transversal é constituída por estribos de 2 ramos  $\phi 4$ , espaçados de  $7\text{cm}$  ao longo de toda a viga.

### 4.1.1 Viga ARG-2F6

Neste ponto serão apresentados os resultados obtidos para a Viga ARG-2F6, construída com argamassa, para a qual se usou, quer na armadura superior, quer na inferior,  $2\phi 6$  do aço  $A500ER$  ( $A_s = 0,57\text{cm}^2$ ;  $\rho = 0,38\%$ ). A armadura de esforço transversal, constituída por estribos de 2 ramos  $\phi 4$ , encontrava-se espaçada de  $7\text{cm}$  ao longo de toda a viga.

A Viga ARG-2F6 foi ensaiada no dia 15/05/2014, ou seja, 34 dias após a betonagem quando o valor médio espectável da tensão de rotura da argamassa à compressão valia  $f_{cm}=41,6MPa$ . O ensaio iniciou-se após uma pré-carga de  $0,2kN$ , a uma velocidade imposta de  $0,003 mm/s$ , que se manteve até cerca de  $2h$  e  $12min$  de ensaio, momento a partir do qual se aumentou a velocidade para  $0,006mm/s$ . Foram ainda efectuadas mais duas mudanças de velocidade, a primeira das quais quando estavam decorridas  $2h$  e  $31min$  de ensaio, para  $0,01mm/s$ , e a última após  $3h$  e  $30min$ , para  $0,02mm/s$ . O ensaio terminou passado cerca de 10 minutos depois, aquando do colapso da viga por rotura da armadura de tracção, apesar de já ser visível algum esmagamento do betão comprimido na zona central da viga. Instantes antes do final do ensaio, observou-se na viga uma flecha máxima de  $9cm$  e um comprimento máximo de  $152,1cm$ , ou seja, a viga tinha alongado  $26mm$  na zona traccionada. O ensaio teve uma duração total aproximada de  $3h$  e  $40min$ .

Na Figura 4.6 podem ser observados os diagramas  $P-d$ , experimental e teórico, e os pontos característicos destas curvas. A curva experimental tem cor escura e a teórica cor clara. Nesta são perceptíveis as três fases do comportamento deste tipo de estruturas de BA: a fase elástica; a fase de desenvolvimento das fissuras e a fase de plastificação. De salientar a proximidade da curva teórica relativamente à experimental e o reduzido valor do deslocamento  $d_{cr}$  que marca o início da fissuração da viga.

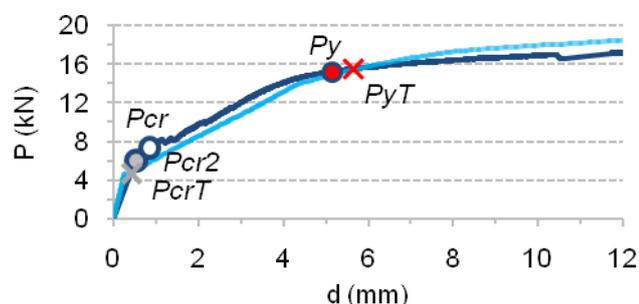


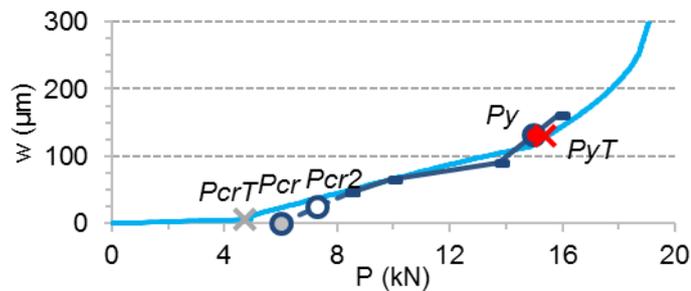
Figura 4.6 – Diagramas  $P-d$  da Viga ARG-2F6.

Na Tabela 4.1 apresentam-se os valores, experimentais e teóricos, representados nos pontos característicos das curvas  $P-d$  da Figura 4.6, assim como alguns quocientes entre estes. Na última linha são indicados alguns desvios dos valores teóricos relativamente aos experimentais. O desvio verificado no deslocamento  $d_{cr}$  depende fundamentalmente dos reduzidos valores que estão em causa. Ao nível da carga  $P_{cr}$ , e também para os valores apurados para o ponto de cedência, sendo significativos os desvios, não podem ser considerados como inaceitáveis. Relativamente ao ponto em que se observou experimentalmente o início da fissuração verifica-se que a carga valia 18%, e o deslocamento 37%, mais do que os valores reais.

Tabela 4.1 – Valores nos pontos característicos das curvas  $P-d$  da Viga ARG-2F6.

	$P_{cr}$ [kN]	$d_{cr}$ [mm]	$P_y$ [kN]	$d_y$ [mm]	$P_{cr2}$ [kN]	$d_{cr2}$ [mm]	$d_y/d_{cr}$	$P_y/P_{cr}$
Exper	6,02	0,53	15,0	4,70	7,33	0,85	8,79	2,49
Teor	4,74	0,42	15,4	5,68			22,5	3,25
Desvios	21%	22%	-3%	-21%	18%	37%	-	-

Na Figura 4.7 apresenta-se o gráfico experimental dos valores de abertura de fendas  $w$  em função da carga  $P$ . Nesta figura indica-se ainda uma curva teórica, a cor clara, determinada pela Expressão (2.12), assumindo que a constante de proporcionalidade vale 90, de modo a que as duas curvas se aproximem o mais possível.

Figura 4.7 – Diagramas  $w-P$  da Viga ARG-2F6.

Na Figura 4.8 apresenta-se o comprimento das fissuras  $L_{cr}$  em função da carga  $P$ , determinados experimentalmente, quer para a flexão, quer para o esforço transversal, e a claro o diagrama teórico, determinado pela Expressão (4.2). O gráfico “Flexão”  $FL$  corresponde ao comprimento  $L_{cr}$  das fissuras de flexão detectadas na zona central da viga, em flexão pura. O gráfico “Esf. Transv.”  $ET$  corresponde às fissuras detectadas na zona entre os apoios e as cargas mais próximas, as quais também dependem do esforço transversal. Mostra-se nesta figura que as fissuras  $FL$  surgiram muito antes das  $ET$ . As primeiras foram visíveis aos 7,3kN, enquanto que as segundas apenas aos 9,3kN. No entanto, acabaram por atingir a mesma ordem de comprimento próximo da carga de cedência. Estes dois tipos de fissuras diferem na zona em que aparecem e na sua inclinação, sendo que as  $FL$  surgem entre cargas e são essencialmente verticais, enquanto que as  $ET$  aparecem entre os apoios e as cargas e são inclinadas para a zona central da viga. Neste caso, o gráfico teórico, comparável ao gráfico  $FL$ , antecipa comprimentos que na realidade não se verificaram.

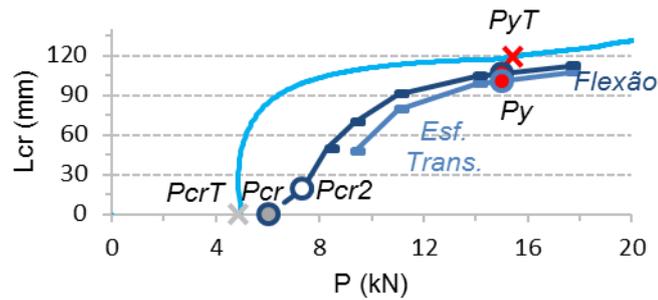


Figura 4.8 – Diagramas  $L_{cr}$ - $P$  da Viga ARG-2F6.

Na Figura 4.9 representam-se as extensões, experimentais e teóricas, na posição do extensómetro, em função da carga. A cor clara o gráfico teórico, determinado de acordo com a metodologia computacional indicada no ponto 2.4. De salientar que os valores teóricos correspondem a valores médios da extensão entre fissuras, enquanto que o valor experimental corresponde ao valor numa dada posição específica, normalmente entre estribos. Nesta figura é perceptível o momento real a partir do qual começou a desenvolver-se a fissuração  $\varepsilon=177\mu$ . Na fase elástica as duas curvas encontram-se um pouco afastadas.

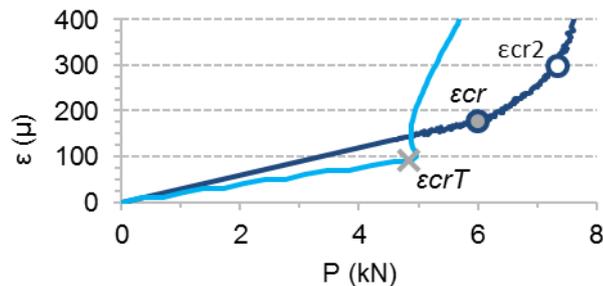


Figura 4.9 – Diagramas  $\varepsilon$ - $P$  da Viga ARG-2F6.

Na Figura 4.10 pode observar-se a evolução das fendas ao longo do ensaio. Pode salientar-se que as fendas começam por surgir entre os pontos de carregamento; são fendas  $FL$ , verticais, muito espaçadas, e com pequeno desenvolvimento. Enquanto estas aumentam em número, de comprimento e abrem, surgem fendas  $ET$ , entre cada apoio e as cargas, inclinadas para o centro da viga. No final, pôde constatar-se a sua coincidência em relação aos estribos no pormenor desta figura, ou seja, verificou-se que, até à cedência, as fissuras tinham mais ou menos um espaçamento igual ao dos estribos, ou seja, de cerca de  $7cm$ . Após a cedência, as fendas começaram a ramificar-se, aumentando em simultâneo a sua abertura.

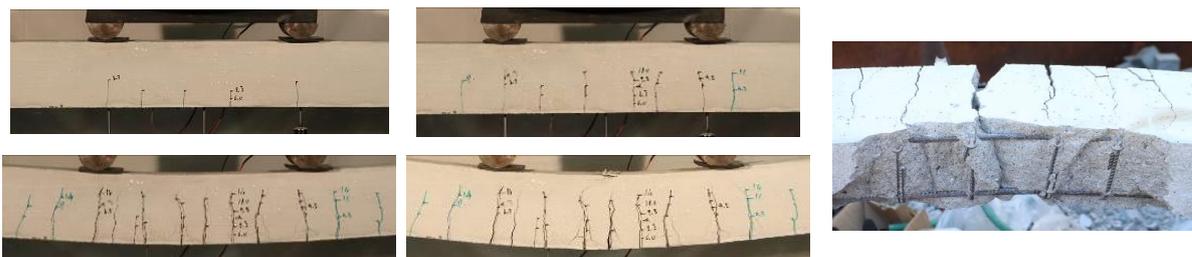


Figura 4.10 – Evolução das fendas na *Viga ARG-2F6* para cargas de  $8,3kN$ ,  $11kN$ ,  $21kN$  e  $18kN$ , respectivamente, e pormenor da posição das fendas.

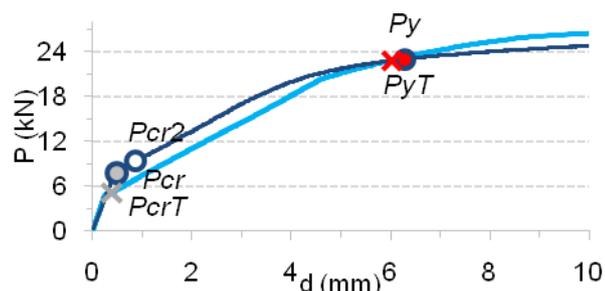
#### 4.1.2 Viga ARG-3F6

Neste ponto expõem-se os resultados alcançados para a *Viga ARG-3F6*, produzida com argamassa, armadura superior de  $2\phi 6$ ,  $A_s'=0,57cm^2$ , e inferior de  $3\Phi 6$ ,  $A_s=0,85cm^2$  ( $\rho=0,57\%$ ), ambas do aço *A500ER*. A armadura de esforço transversal era composta por estribos de 2 ramos  $\phi 4$ , espaçados de  $7cm$  ao longo de toda a viga.

O ensaio da *Viga ARG-3F6* decorreu no dia 15/05/2014, 34 dias após betonagem. O valor médio espectável da tensão de rotura da argamassa à compressão era de  $f_{cm}=41,6MPa$ .

Após uma pré-carga de cerca de  $0,29kN$  na viga, dava-se início ao ensaio com uma velocidade imposta de  $0,003mm/s$ . Esta velocidade inicial prolongou-se durante  $1h$  e  $40min$  de ensaio, aquando do aumento da velocidade para  $0,006mm/s$ . Realizou-se ainda, passado  $1h$  e  $53min$  de ensaio, uma última alteração de velocidade para  $0,01mm/s$  e terminou-se, após cerca de  $32min$  deste momento, o ensaio devido ao colapso da viga por rotura da armadura de tracção, na qual se podia observar o esmagamento de algum betão comprimido na zona central da viga. De referir que minutos antes de o ensaio ser concluído, a viga ostentava uma flecha máxima de  $9cm$ , comprimento máximo de  $151,9cm$ , ou seja, o alongamento na zona traccionada era de  $24mm$ . O ensaio prolongou-se por, aproximadamente,  $2h$  e  $25min$ .

Ao relacionar, experimentalmente e teoricamente, a carga em função do deslocamento obtiveram-se os diagramas da Figura 4.11, nos quais se destacam os pontos mais relevantes para a análise de fendas. Tal como anteriormente, o ponto de fissuração é antecipado relativamente ao medido experimentalmente e as cargas medidas são em geral superiores às avaliadas teoricamente ao longo do desenvolvimento da fissuração até ao ponto de cedência.

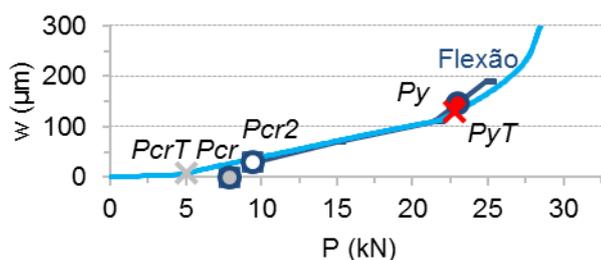
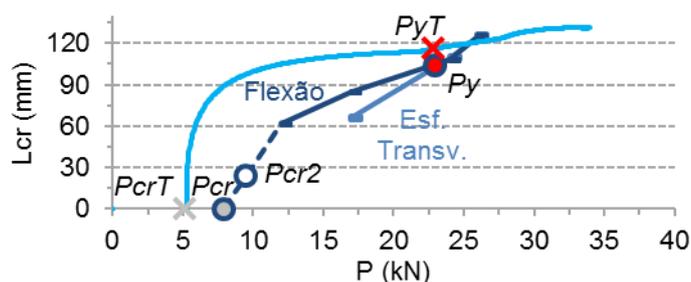
Figura 4.11 – Diagramas  $P-d$  da Viga ARG-3F6.

Para uma análise mais clara das curvas da Figura 4.11, deve observar-se a Tabela 4.2, na qual constam os valores dos pontos característicos das referidas curvas acompanhados de alguns quocientes e desvios relativos aos mesmos. É de destacar um desvio reduzido para  $d_{cr}$ , considerável para  $P_{cr}$ , e insignificante para  $P_y$  e  $d_y$ . Ainda de salientar que aquando da verificação experimental do início da fissuração, comparando com o que realmente ocorreu, observou-se mais 17% de carga e 44% de deslocamento, este último mais relevante por estarem em causa valores muito reduzidos.

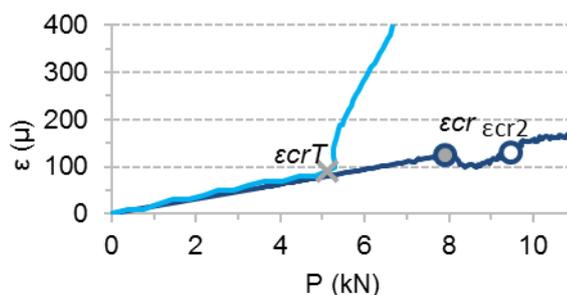
Tabela 4.2 – Valores nos pontos característicos das curvas  $P-d$  da Viga ARG-3F6.

	$P_{cr}$ [kN]	$d_{cr}$ [mm]	$P_y$ [kN]	$d_y$ [mm]	$P_{cr2}$ [kN]	$d_{cr2}$ [mm]	$d_y/d_{cr}$	$P_y/P_{cr}$
Exper	7,87	0,49	23,0	6,29	9,46	0,86	13,0	2,92
Teor	5,10	0,37	22,8	6,02			16,2	4,97
Desvios	35%	23%	1%	5%	17%	44%	-	-

A evolução da abertura das fendas  $w$  é representada nos diagramas da Figura 4.12. A simulação teórica foi obtida pela Expressão (2.12) na qual a constante de proporcionalidade toma, neste caso, o valor de 85. De salientar que o limite regulamentar de abertura de fendas  $w_k = 0,3\text{mm}$  não foi atingido até à cedência e que, pela curva teórica, é visível um incremento da taxa de abertura de fendas após a cedência. As curvas  $L_{cr}-P$  encontram-se na Figura 4.13. É notória a diferença de cargas entre os diferentes tipos de fendas; primeiro as  $FL$ , aos  $9,5\text{kN}$ , e aos  $17\text{kN}$ , as  $ET$ , tal como na viga anterior. De igual modo se verifica que os valores teóricos são significativamente superiores aos medidos experimentalmente. É ainda de notar que, após se atingir a cedência, o aumento de comprimento  $L_{cr}$  é muito menor.

Figura 4.12 – Diagramas  $w$ - $P$  da Viga ARG-3F6.Figura 4.13 – Diagramas  $L_{cr}$ - $P$  da Viga ARG-3F6.

As relações  $\varepsilon$ - $P$ , descritas na Figura 4.14, descrevem a evolução da extensão no extensómetro ao longo da carga. Para a curva teórica obteve-se uma extensão de  $100\mu$  referente a  $P_{crT}$ . Por outro lado na curva experimental os valores de extensão passam pouco acima dos  $125\mu$ .

Figura 4.14 – Diagramas  $\varepsilon$ - $P$  da Viga ARG-3F6.

A evolução das fendas é apresentada na Figura 4.15, onde se pode ver que inicialmente se formam as fendas  $FL$ , verticais e entre os pontos de carga, e mais tarde as  $ET$ , nas laterais e inclinadas para o centro da viga. A partir da cedência é visível que as fendas quase não aumentam de comprimento mas abrem mais rapidamente. As fendas  $FL$  estão mais ou menos igualmente espaçadas entre si até se atingir a cedência, encontrando-se posicionadas nas zonas dos estribos, como se pode observar mais em pormenor na figura.

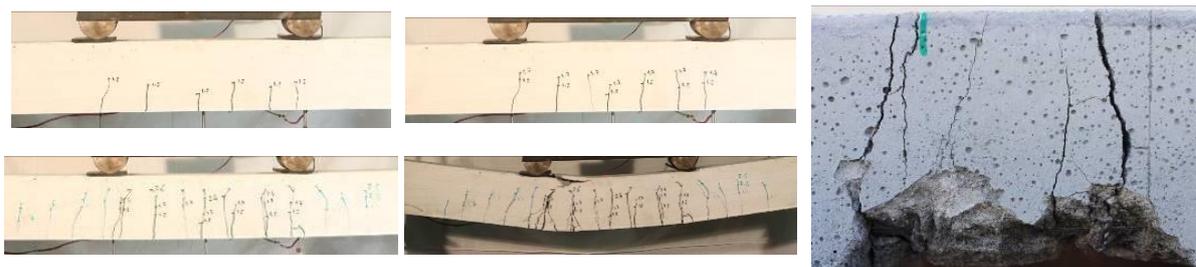


Figura 4.15 – Evolução de fendas na *Viga ARG-3F6* para as cargas de  $12kN$ ,  $17kN$ ,  $26kN$  e  $29,4kN$ , respectivamente, e pormenor da posição das fendas.

### 4.1.3 Viga ARG-4F6

A *Viga ARG-4F6* difere das anteriores na armadura de tracção, tendo sido utilizados  $4\Phi 6$ , i.e.  $A_s=1,13cm^2$  ( $\rho=0,75\%$ ). Ensaçada no dia 17/05/2014, após 36 dias da betonagem, o valor médio espectável da tensão de rotura da argamassa à compressão era  $f_{cm}=41,8MPa$ . Após uma pré-carga próxima dos  $0,49kN$  deu-se início ao ensaio: inicialmente com uma velocidade de  $0,003 mm/s$ , durante cerca de  $5h$  e  $38min$ ; depois a  $0,01mm/s$ , durante mais  $13min$ ; por fim a  $0,02mm/s$ . Após  $6h$  e  $4min$ , o ensaio foi dado como terminado. O colapso ocorreu por esmagamento do betão na zona comprimida da parte central da viga. Cerca de  $13min$  antes de o ensaio ter terminado era visível uma flecha máxima de  $7,5cm$  e um comprimento máximo de  $152,8cm$ , correspondendo a um alongamento da viga de  $33mm$  na zona traccionada.

Os diagramas  $P-d$ , experimental e teórico, referentes à *Viga ARG-4F6* encontram-se na Figura 4.16, onde é possível distinguir as três fases do comportamento, tal como referido nas vigas anteriores. É visível a proximidade entre as duas curvas. Os valores nos pontos característicos das curvas, bem como desvios e relações entre valores experimentais/teóricos relevantes ao estudo da fissuração, estão detalhados na Tabela 4.3. Os desvios mais significativos ocorreram, mais uma vez, ao nível do ponto de fissuração. Para  $P_y$  e  $d_y$  foram obtidos desvios desprezáveis. Só de referir ainda neste tópico o facto de, experimentalmente, a fissuração ter sido observada para uma carga 10% superior à real, e para um deslocamento 23% superior ao real.

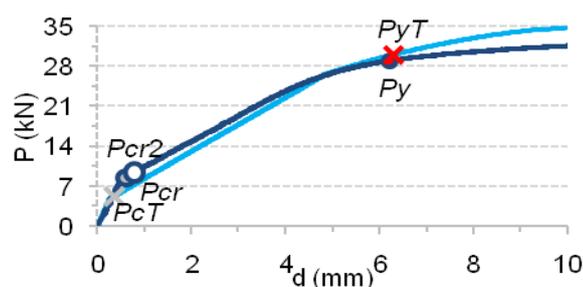
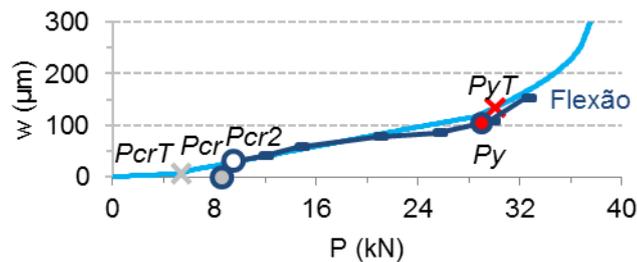
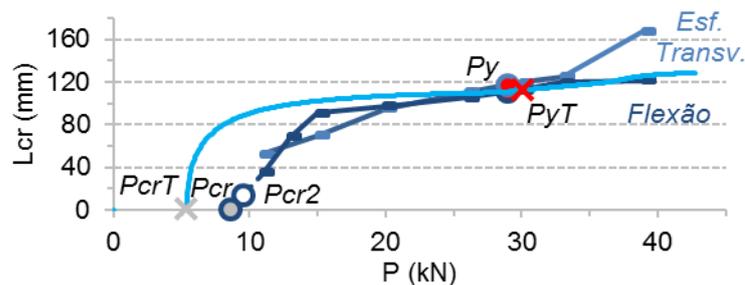


Figura 4.16 – Diagramas  $P-d$  da *Viga ARG-4F6*.

Tabela 4.3 – Valores nos pontos característicos das curvas  $P-d$  da Viga ARG-4F6.

	$P_{cr}$ [kN]	$d_{cr}$ [mm]	$P_y$ [kN]	$d_y$ [mm]	$P_{cr2}$ [kN]	$d_{cr2}$ [mm]	$d_y/d_{cr}$	$P_y/P_{cr}$
Exper	8,60	0,60	29,0	6,21	9,53	0,77	10,4	3,37
Teor	5,28	0,35	30,1	6,28			18,0	5,69
Desvios	39%	42%	-4%	-1,21%	10%	23%	-	-

As curvas  $w-P$  são apresentadas na Figura 4.17. A constante de proporcionalidade utilizada na Expressão (2.12) assumiu o valor de 85. As relações  $L_{cr}-P$  encontram-se expostas na Figura 4.18. As fissuras FL surgiram para  $P=9,53kN$ , na zona central da viga e são verticais. As fissuras  $ET$  surgiram para  $P=11kN$ , nas zonas laterais e são inclinadas para a zona central da viga. Mais uma vez, o diagrama teórico afasta-se inicialmente do experimental, mas no ponto de cedência coincidem. A análise da extensão da viga em função da carga expõe-se na Figura 4.19. Para a curva teórica foram obtidos valores bons, pois pode ver-se o início de fendilhação da viga próximo dos  $100\mu$ , o que não é visível a nível experimental onde a extensão sobe abruptamente após os  $68\mu$ .

Figura 4.17 – Diagramas  $w-P$  da Viga ARG-4F6.Figura 4.18 – Diagramas  $L_{cr}-P$  da Viga ARG-4F6.

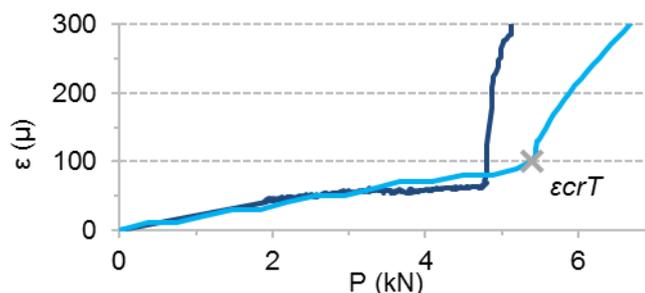


Figura 4.19 – Diagramas  $\varepsilon$ - $P$  da Viga ARG-4F6.

O desenvolvimento de fendas é perceptível na Figura 4.20, onde se pode ver o início na zona central, as fissuras de  $FL$ , a preto e só mais tarde, nas laterais, as fissuras  $ET$ . Tal como anteriormente, pode observar-se no pormenor desta figura que as fendas se encontram igualmente espaçadas entre si, situando-se na zona dos estribos, de 7 em 7cm.

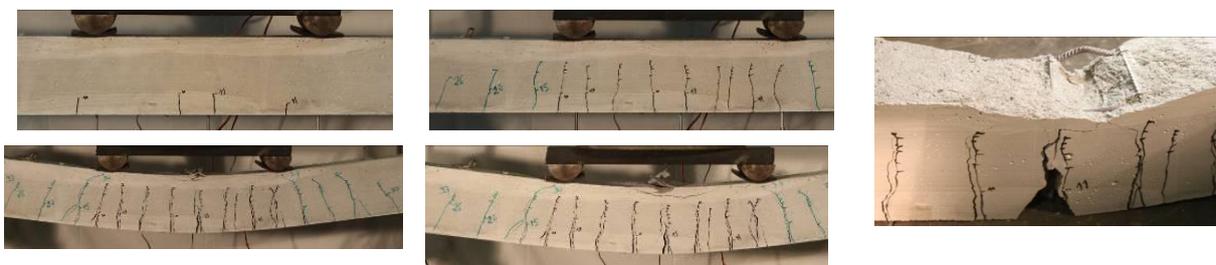
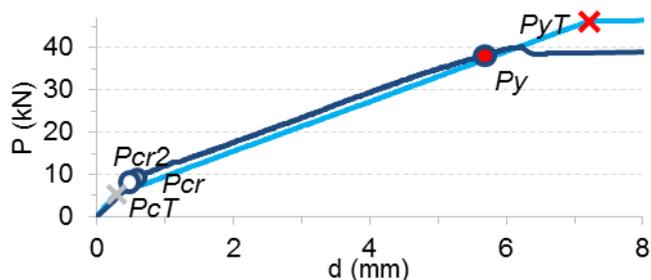


Figura 4.20 – Evolução de fendas na Viga ARG-4F6 para cargas de 11kN, 26kN, 39kN e 30kN, respectivamente, e pormenor da posição das fendas.

#### 4.1.4 Viga ARG-3F8

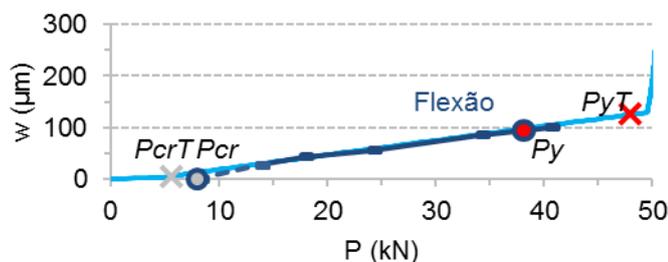
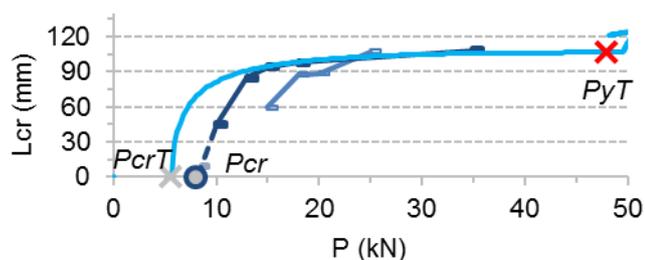
A Viga ARG-3F8 difere das anteriores na armadura inferior; neste caso utilizou-se  $3\phi 8$  ( $A_s=1,51\text{cm}^2$  e  $\rho=1,01\%$ ). O ensaio decorreu aos 37 dias após a betonagem ( $f_{cm}=42,0\text{MPa}$ ). Iniciou-se com uma pré-carga de 0,52kN, a uma velocidade de 0,003mm/s, mantida durante 1h e 25min; passou-se depois para 0,006mm/s, durante 8min; de seguida para 0,01mm/s e finalmente para 0,02mm/s. No total, o ensaio durou quase 3 horas. O ensaio terminou com rotura por esmagamento do betão na zona central comprimida. Antes da rotura verificou-se uma flecha de 10cm e um comprimento máximo de 152cm.

Na Figura 4.21 apresentam-se as curvas  $P$ - $d$ , onde se pode observar a proximidade entre estas, até ao ponto de cedência. Na Tabela 4.4 expõem-se os valores nos pontos característicos das curvas. Aqui, novamente, os maiores desvios ocorreram no ponto  $P_{cr}$ . No ponto  $P_y$ , os desvios são moderados. Curiosamente, neste caso, a primeira fissura foi observada antes de se atingir o ponto  $P_{cr}$ , o qual é determinado pela metodologia indicada na introdução deste capítulo.

Figura 4.21 – Diagramas  $P-d$  da Viga ARG-3F8.Tabela 4.4 – Valores nos pontos característicos das curvas  $P-d$  da Viga ARG-3F8.

	$P_{cr}$ [kN]	$d_{cr}$ [mm]	$P_y$ [kN]	$d_y$ [mm]	$P_{cr2}$ [kN]	$d_{cr2}$ [mm]	$d_y/d_{cr}$	$P_y/P_{cr}$
Exper	9,30	0,59	38,2	5,68	8,09	0,48	9,55	4,10
Teor	5,34	0,29	46,2	7,22			25,2	8,65
Desvios	43%	52%	-21%	-27%	-15%	-25%	-	-

Nas curvas  $w-P$ , indicadas na Figura 4.22, a análise teórica foi realizada usando uma constante de proporcionalidade de 65 para ajuste das curvas. Na Figura 4.23 apresentam-se as curvas  $L_{cr}-P$ . Neste caso, a curva teórica difere na experimental no ponto  $P_{cr}$ , mas aproximam-se na cedência. As fendas  $FL$  surgiram aos 8,09kN e aos 17kN as  $ET$ . Por fim, na Figura 4.24 expõem-se os diagramas  $\varepsilon-P$ , que a nível experimental apresenta o início de fissuração da viga para uma extensão próxima dos 50 $\mu$ .

Figura 4.22 – Diagramas  $w-P$  da Viga ARG-3F8.Figura 4.23 – Diagramas  $L_{cr}-P$  da Viga ARG-3F8.

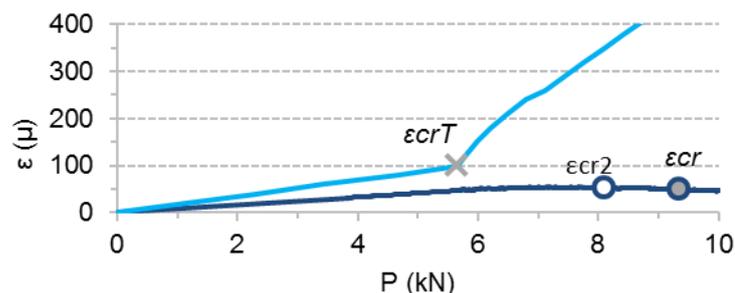


Figura 4.24 – Diagramas  $\varepsilon$ - $P$  da Viga ARG-3F8.

Na Figura 4.25 ilustra-se o desenvolvimento das fendas ao longo da carga, e a posição das fendas  $FL$  em relação à posição dos estribos.

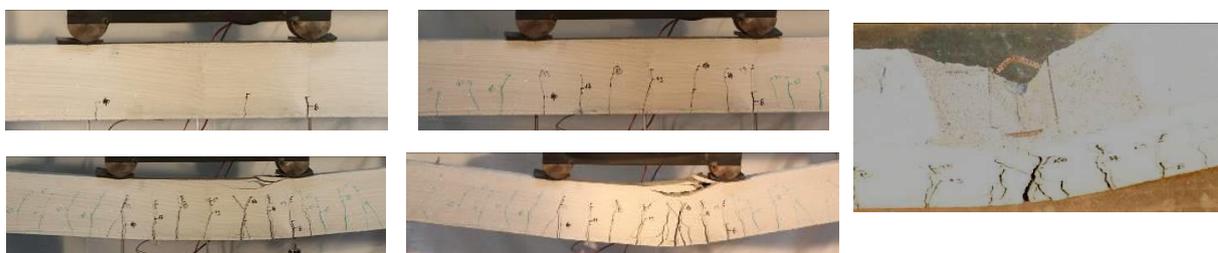


Figura 4.25 – Evolução das fendas na Viga ARG-3F8 para cargas de 10kN, 20kN, 40,5kN e 37,2kN, e pormenor da posição das fendas.

#### 4.1.5 Viga ARG-4F8

A Viga ARG-4F8, com armadura inferior de  $4\Phi 8$  ( $A_s=2,01\text{cm}^2$  e  $\rho=1,34\%$ ), foi ensaiada passados 35 dias da betonagem ( $f_{cm}=41,7\text{MPa}$ ). Após uma pré-carga de 0,81kN, o ensaio foi iniciado à velocidade de 0,003mm/s, durante cerca de 2h e 41min. Esta velocidade foi alterada para 0,006mm/s, durante 12min, depois para 0,01mm/s, durante 18min, e finalmente para 0,02mm/s. A rotura deu-se por esmagamento do betão, na parte comprimida da zona central, terminando-se o ensaio com uma duração total cerca de 3h e 39min. Observou-se uma flecha de 9,3cm e um comprimento de 150,6cm.

Na Figura 4.26 encontram-se as curvas  $P$ - $d$ , nas quais se evidencia a proximidade entre as duas curvas até à carga de cedência. Na Tabela 4.5 descrevem-se os valores característicos: tal como nas vigas anteriores, nota-se um desvio reduzido no ponto  $P_y$ , um desvio significativo no ponto  $P_{cr}$ . Tal como na viga anterior, a primeira fenda foi percebida antes do ponto  $P_{cr}$ . Neste caso, em termos de carga, 18% antes. É certo que a primeira fenda ocorre isoladamente, com abertura da ordem de 0,01mm, e com pequeno desenvolvimento. Mas a

manifestação da fissuração, no gráfico  $P-d$ , ocorre depois disso, quando se formam outras fissuras.

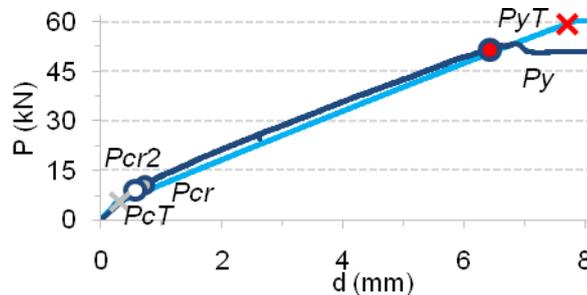


Figura 4.26 – Diagramas  $P-d$  da Viga ARG-4F8.

Tabela 4.5 Valores nos pontos característicos das curvas  $P-d$  da Viga ARG-4F8.

	$P_{cr}$ [kN]	$d_{cr}$ [mm]	$P_y$ [kN]	$d_y$ [mm]	$P_{cr2}$ [kN]	$d_{cr2}$ [mm]	$d_y/d_{cr}$	$P_y/P_{cr}$
Exper	10,6	0,73	51,6	6,42	9,03	0,56	8,79	4,86
Teor	5,58	0,32	59,4	7,70			24,3	10,6
Desvios	47%	57%	-15%	-20%	-18%	-29%	-	-

Na Figura 4.27 encontram-se as curvas  $w-P$ , na qual a curva teórica foi ajustada com uma constante de proporcionalidade de 80. Na Figura 4.28 apresentam-se as curvas  $L_{cr}-P$ : as fendas  $FL$  apareceram aos 9,03kN e aos 12kN as fissuras  $ET$ . Uma vez mais, a curva teórica determina valores muito superiores na fase inicial da fissuração, mas no ponto de cedência, as duas curvas aproximam-se. Por fim, na Figura 4.29 relaciona-se a extensão com a carga, para a qual, experimentalmente, a fissuração começa para uma extensão próxima dos 102 $\mu$ , valor quase coincidente com o admitido teoricamente, i.e. aos 100 $\mu$ .

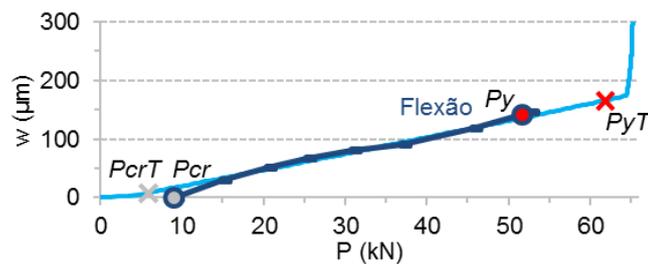
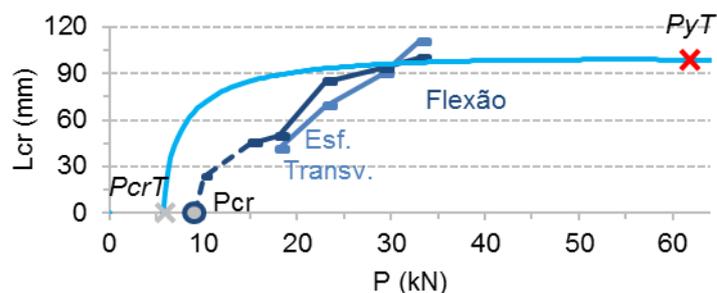
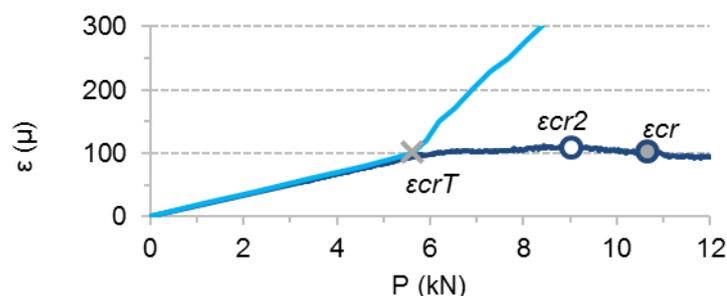


Figura 4.27 – Diagrama  $w-P$  da Viga ARG-4F8.

Figura 4.28 – Diagramas  $L_{cr}$ - $P$  da Viga ARG-4F8.Figura 4.29 – Diagramas  $\varepsilon$ - $P$  da Viga ARG-4F8.

As fendas formam-se e desenvolvem-se em função da carga, tal como ilustrado na Figura 4.30, surgindo primeiro as fendas *FL* e depois as *ET*. As fendas *FL* coincidem, mais ou menos, com os estribos.

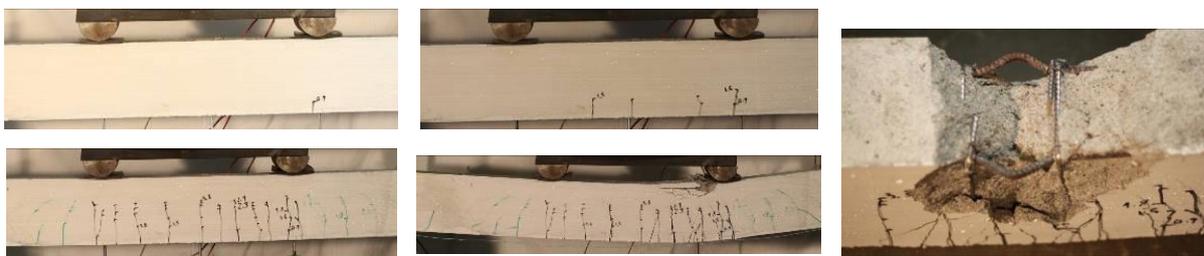


Figura 4.30 – Evolução das fendas na Viga ARG-4F8 para cargas de 9kN, 15kN, 33kN e 44kN, e pormenor da posição das fendas.

## 4.2 Vigas de metacaulino

Neste ponto apresentam-se os resultados referentes às 5 vigas de material polimérico, construídas usando metacaulino como ligante. As armaduras são idênticas às das vigas de argamassa. Em termos mecânicos, considerando tensões de resistência à tracção e à compressão semelhantes, este material caracteriza-se por ser muito mais flexível que o betão

usual. Por outro lado, os geopolímeros atingem extensões muito superiores na rotura à tracção.

#### 4.2.1 Viga META-2F6

A Viga META-2F6, cuja armadura inferior foi de  $2\phi 6$  do aço A500ER ( $A_s=0,57\text{cm}^2$ ;  $\rho=0,38\%$ ), foi ensaiada 21 dias após construção. O valor médio espectável da tensão de rotura do metacaulino à compressão foi de  $f_{mm}=36,9\text{MPa}$ . Deu-se início ao ensaio após uma pré-carga de  $0,76\text{kN}$ , a uma velocidade imposta de  $0,004\text{mm/s}$ . Após  $1\text{h}$  e  $34\text{min}$  a velocidade foi aumentada para  $0,01\text{mm/s}$  e, passados  $26\text{min}$ , alterou-se para a velocidade final de  $0,02\text{mm/s}$ . O ensaio durou  $3\text{h}$  e  $17\text{min}$ , tendo terminado com a rotura da armadura de tracção, apesar de haver algum metacaulino esmagado na parte comprimida da zona central. A flecha atingiu  $14,2\text{cm}$  e o comprimento da viga  $152,4\text{cm}$ , pelo que a viga tinha um alongamento horizontal de  $27\text{mm}$  na zona traccionada.

Os diagramas  $P-d$ , experimental e teórico, são apresentados na Figura 4.31 e na Tabela 4.6 os valores dos pontos característicos das referidas curvas. Tal como nas vigas de argamassa, nas curvas apresentadas são perceptíveis as três fases do comportamento: a fase elástica, a fase de desenvolvimento da fissuração e a fase plástica. Também são visíveis as características do comportamento relativo ao tipo do aço traccionado. Por outro lado, é visível uma divergência significativa entre as duas curvas, ao longo da fase de fissuração, mostrando que para este material, a análise necessita de algumas correcções. Tendo em conta os desvios apurados, verifica-se que também agora o ponto  $P_{cr}$  gera os maiores valores. Mas, neste caso, a primeira fenda foi vista após o ponto  $P_{cr}$ .

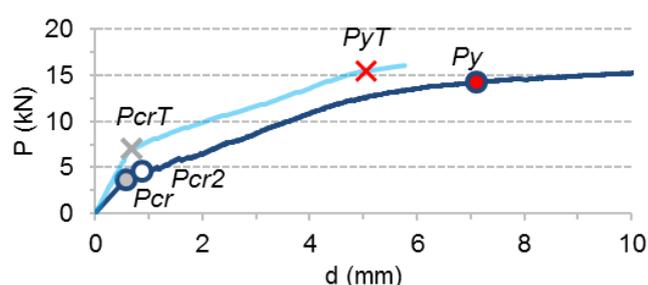


Figura 4.31 – Diagramas  $P-d$  da Viga META-2F6.

Tabela 4.6 Valores nos pontos característicos das curvas  $P-d$  da Viga META-2F6.

	$P_{cr}$ [kN]	$d_{cr}$ [mm]	$P_y$ [kN]	$d_y$ [mm]	$P_{cr2}$ [kN]	$d_{cr2}$ [mm]	$d_y/d_{cr}$	$P_y/P_{cr}$
Exper	3,69	0,57	14,3	7,12	4,64	0,88	12,5	3,87
Teor	6,96	0,68	15,5	5,05			7,40	2,22
Desvios	-89%	-20%	-9%	29%	21%	36%	-	-

As curvas  $w$ - $P$ ,  $L_{cr}$ - $P$  e  $\varepsilon$ - $P$  encontram-se, respectivamente, nas Figuras 4.32, 4.33 e 4.34. Na primeira, a curva teórica também foi determinada pela Expressão (2.12) admitindo uma constante de proporcionalidade de 120. De referir que, nesta figura também são indicados os valores da abertura de fendas  $ET$ , localizadas nas zonas laterais da viga, as quais, relativamente às fissuras  $FL$ , revelam valores equivalentes de  $w$ . Na segunda figura, é de salientar que as fendas  $FL$  e as  $ET$  surgiram ambas para cargas próximas dos  $5\text{kN}$ , com formas idênticas às das vigas anteriores, embora seja superior o desenvolvimento das fissuras  $ET$ . De salientar que nas vigas de argamassa, as segundas só mais tarde foram avistadas. Por outro lado, neste caso, a curva teórica  $FL$  está muito próxima da curva experimental. Nas curvas  $\varepsilon$ - $P$  vê-se que, experimentalmente, a fissuração se inicia para uma extensão próxima dos  $230\mu$ . De salientar a quase coincidência entre as duas curvas até ao ponto  $P_{cr}$ .

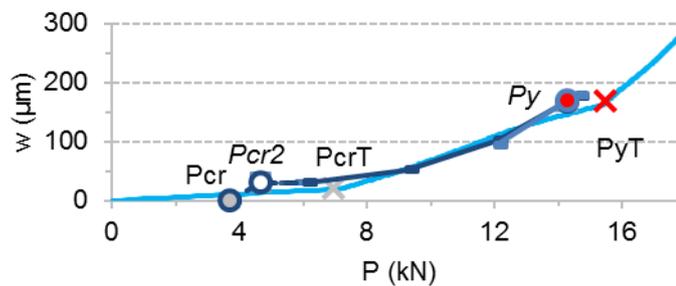


Figura 4.32 – Diagramas  $w$ - $P$  da Viga META-2F6.

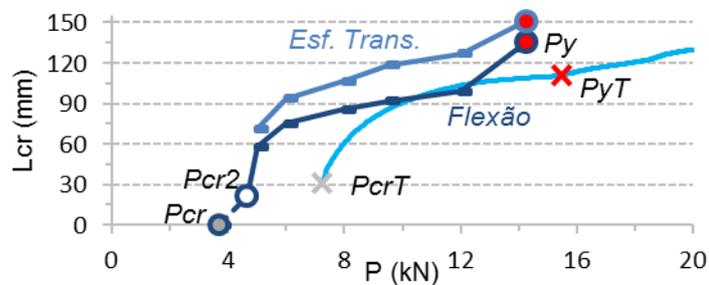


Figura 4.33 – Diagramas  $L_{cr}$ - $P$  da Viga META-2F6.

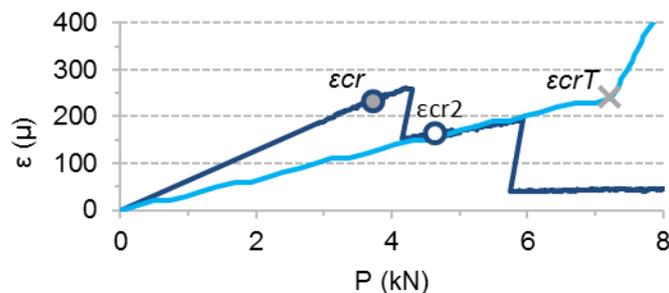


Figura 4.34 – Diagramas  $\varepsilon$ - $P$  da Viga META-2F6.

Na Figura 4.35 pode observar-se a evolução das fendas e o pormenor da armadura transversal. Atenção particular para as fissuras nas zonas laterais da viga e para as características do desmembramento do material nas fissuras.

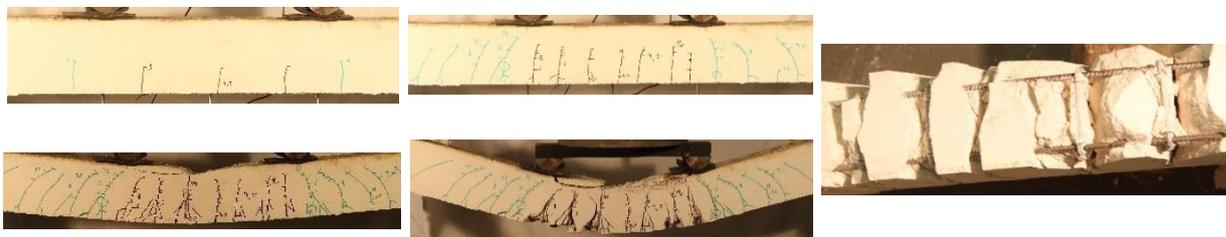


Figura 4.35 – Evolução das fendas na *Viga META-2F6* para cargas de 5kN, 12kN, 17kN e 20kN, e pormenor da posição das fendas.

#### 4.2.2 Viga *META-3F6*

O ensaio da *Viga META-3F6*, com armadura inferior de  $3\Phi 6$  ( $A_s=0,85\text{cm}^2$ ;  $\rho=0,57\%$ ), do aço *A500ER*, decorreu 21 dias após a betonagem ( $f_{mm}=36,9\text{MPa}$ ). Após uma pré-carga próxima de  $0,77\text{kN}$ , por lapso, o ensaio começou à velocidade de  $0,01\text{mm/s}$ , durante os primeiros minutos, alterando-se depois para  $0,005\text{mm/s}$  durante  $2\text{h}$  e  $59\text{min}$ . Aumentou-se depois para  $0,01\text{mm/s}$ , e mais tarde para  $0,02\text{mm/s}$ . A rotura deu-se por esmagamento do metacaulino na parte comprimida da zona central, após  $3\text{h}$  e  $36\text{min}$ . Observou-se na viga uma flecha de  $8\text{cm}$  e um comprimento de  $151,3\text{cm}$ .

Na Figura 4.36 encontram-se os diagramas  $P-d$ , onde existe algum afastamento entre as duas curvas, principalmente após fissuração. Tal como na viga anterior, para o mesmo deslocamento, os valores teóricos da carga são superiores relativamente aos experimentais. Na Tabela 4.7 expõem-se os valores de interesse para análise das curvas. Embora inferiores aos da viga anterior, é no ponto  $P_{cr}$  que os desvios voltam a assumir valores consideráveis. De salientar que a primeira fenda foi avistada depois do ponto  $P_{cr}$ , o que é normal.

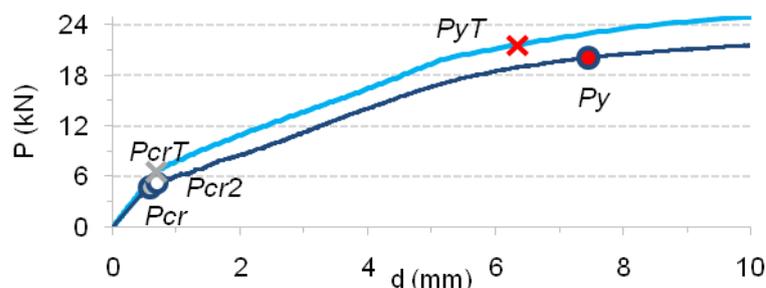
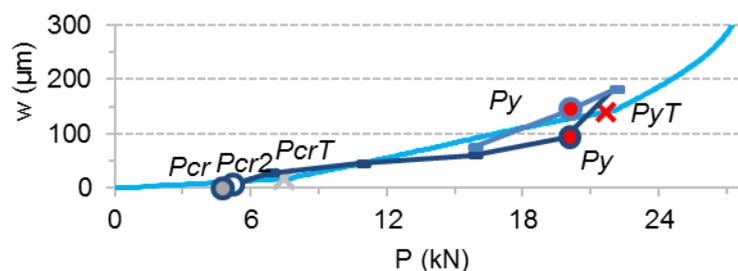
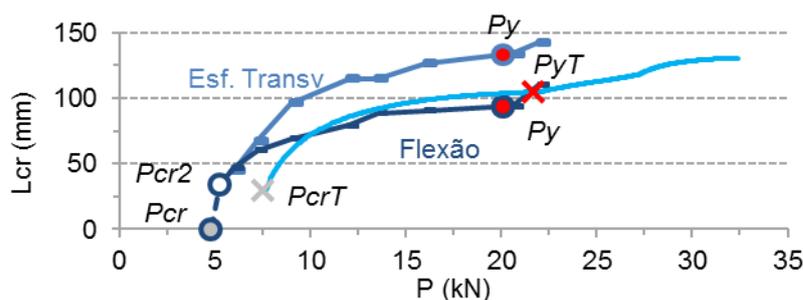


Figura 4.36 – Diagramas  $P-d$  da *Viga META-3F6*.

Tabela 4.7 – Valores nos pontos característicos das curvas  $P-d$  da Viga *META-3F6*.

	$P_{cr}$ [kN]	$d_{cr}$ [mm]	$P_y$ [kN]	$d_y$ [mm]	$P_{cr2}$ [kN]	$d_{cr2}$ [mm]	$d_y/d_{cr}$	$P_y/P_{cr}$
Exper	4,77	0,57	20,1	7,45	5,24	0,68	13,0	4,22
Teor	6,84	0,74	21,6	6,33			8,59	3,16
Desvios	-44%	-29%	-7%	15%	9%	16%	-	-

Nas Figuras 4.37 a 4.39 apresentam-se, respectivamente, as curvas  $w-P$ ,  $L_{cr}-P$  e  $\varepsilon-P$ . A curva teórica  $w-P$  foi determinada assumindo uma constante de proporcionalidade de 100. Apesar disso, nota-se alguma discrepância entre a curva teórica e a curva experimental. De salientar a curva  $w-P$  relativamente às fissuras *ET*, a qual, neste caso, revela valores superiores de  $w$  para estas fissuras. Na curva  $L_{cr}-P$  é de referir que as fendas de *FL* e *ET* surgiram ambas para cargas próximas dos 6kN, mas as fendas *ET* revelam maiores desenvolvimentos. Na figura das curvas  $\varepsilon-P$  o início da fissuração verifica-se para  $203\mu$ . Neste caso existe um afastamento progressivo da curva teórica relativamente à experimental.

Figura 4.37 – Diagramas  $w-P$  da Viga *META-3F6*.Figura 4.38 – Diagramas  $L_{cr}-P$  da Viga *META-3F6*.

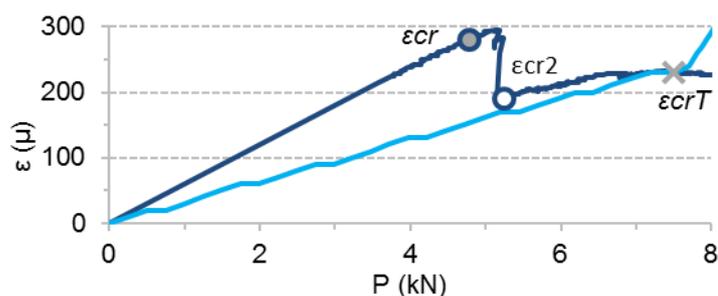


Figura 4.39 – Diagramas  $\varepsilon$ - $P$  da Viga *META-3F6*.

Na Figura 4.40 pode observar-se a evolução das fendas e o pormenor da posição das fendas relativamente à armadura transversal.

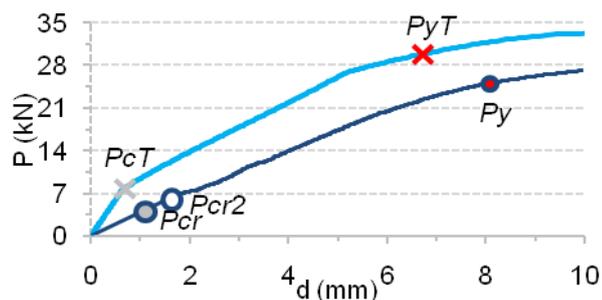


Figura 4.40 – Evolução das fendas na Viga *META-3F6* para cargas de 6kN, 16kN, 26kN e 19kN, e pormenor da posição de fendas.

### 4.2.3 Viga *META-4F6*

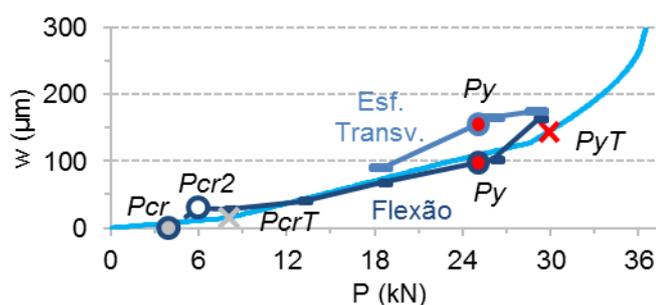
A Viga *META-4F6*, cuja armadura inferior era de  $4\Phi 6$  ( $A_s=1,13\text{cm}^2$ ;  $\rho=0,75\%$ ), foi ensaiada 20 dias depois de ser construída ( $f_{mm}=36,9\text{MPa}$ ). Após uma pré-carga próxima de  $0,89\text{kN}$ , iniciou-se o ensaio à velocidade de  $0,005\text{mm/s}$ , a qual não foi alterada. O ensaio terminou após  $1\text{h}$  e  $8\text{min}$ , devido à rotura por esmagamento do metacaulino comprimido da zona central. Observou-se na viga uma flecha de  $3,8\text{cm}$  e um comprimento de  $150,7\text{cm}$ .

A Figura 4.41 apresenta as curvas  $P$ - $d$ , e a Tabela 4.8 os valores relevantes. Neste caso, verifica-se que a curva teórica se encontra significativamente afastada da curva experimental. Aliás, nestas condições, pode afirmar-se que o programa *ANL* não consegue modelar o comportamento deste tipo de estrutura. Examinando os desvios, pode confirmar-se o anterior, principalmente ao nível do ponto  $P_{cr}$ . A primeira fenda foi avistada após o ponto  $P_{cr}$ .

Figura 4.41 – Diagramas  $P-d$  da Viga *META-4F6*.Tabela 4.8 – Valores nos pontos característicos das curvas  $P-d$  da Viga *META-4F6*.

	$P_{cr}$ [kN]	$d_{cr}$ [mm]	$P_y$ [kN]	$d_y$ [mm]	$P_{cr2}$ [kN]	$d_{cr2}$ [mm]	$d_y/d_{cr}$	$P_y/P_{cr}$
Exper	3,96	1,83	25,1	8,08	5,98	1,63	4,32	6,33
Teor	7,92	0,70	29,9	6,72			9,62	3,77
Desvios	-100%	63%	-19%	16,8%	34%	-12%	-	-

As curvas  $w-P$ ,  $L_{cr}-P$  e  $\varepsilon-P$  são apresentadas, respectivamente, nas Figuras 4.42 a 4.44. A curva  $w-P$  teórica foi determinada usando uma constante de proporcionalidade de 85. Neste caso, a curva teórica ajusta-se à curva experimental *FL*. De salientar-se, novamente, os valores superiores das fendas *ET*, as quais surgiram aos 8kN, ligeiramente depois das *FL* aos 6kN. Relativamente às curvas  $L_{cr}-P$ , deve salientar-se a proximidade entre as 3 curvas, sendo que a curva *ET* experimental exhibe valores superiores. No gráfico das curvas  $\varepsilon-P$  revela-se alguma divergência entre elas e que o início da fissuração ocorreu por volta dos 30 $\mu$ , valor muito inferior aos anteriores. A evolução das fissuras e o pormenor da armadura transversal pode ser observado na Figura 4.45.

Figura 4.42 – Diagramas  $w-P$  da Viga *META-4F6*.

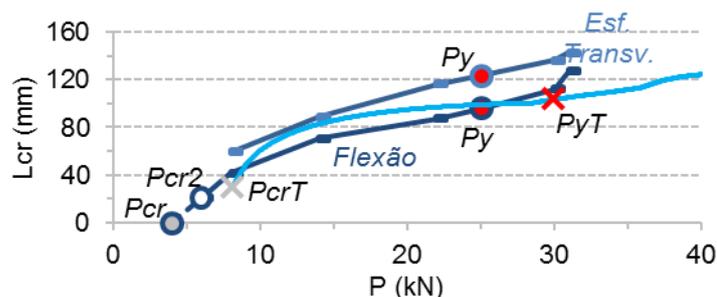


Figura 4.43 – Diagramas  $L_{cr}$ - $P$  da Viga *META-4F6*.

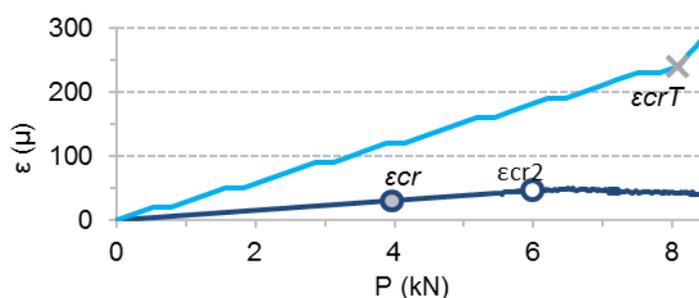


Figura 4.44 – Diagramas  $\varepsilon$ - $P$  da Viga *META-4F6*.



Figura 4.45 – Evolução das fendas na Viga *META-4F6* para cargas de 8kN, 22kN, 30kN, e 24kN, e pormenor da posição das fendas em relação aos estribos.

#### 4.2.4 Viga *META-3F8*

A Viga *META-3F8* era constituída por  $3\Phi 8$  ( $A_s=1,51\text{cm}^2$ ;  $\rho=1,01\%$ ) e foi ensaiada com 19 dias ( $f_{mm}=36,9\text{MPa}$ ). O ensaio foi iniciado com uma pré-carga de  $0,70\text{kN}$ , à velocidade de  $0,004\text{mm/s}$ , que se manteve por  $1\text{h}$  e  $37\text{min}$ , alterando-se depois para a velocidade final de  $0,01\text{mm/s}$ . Com uma duração de  $2\text{h}$  e  $22\text{min}$ , o ensaio terminou com a rotura por esmagamento do metacaulino comprimido na zona central. A flecha atingiu  $5,4\text{cm}$  e o comprimento de  $150,7\text{cm}$ .

As curvas  $P$ - $d$  encontram-se na Figura 4.46 e na Tabela 4.9 os valores característicos. Sendo desprezável o desvio entre as 2 curvas até pouco antes do ponto de fissuração, verifica-se que

a partir daí as curvas se afastam, sendo que a curva teórica determina sempre valores superiores da carga. Em termos de desvios a primeira fenda surgiu pouco depois do ponto  $P_{cr}$ .

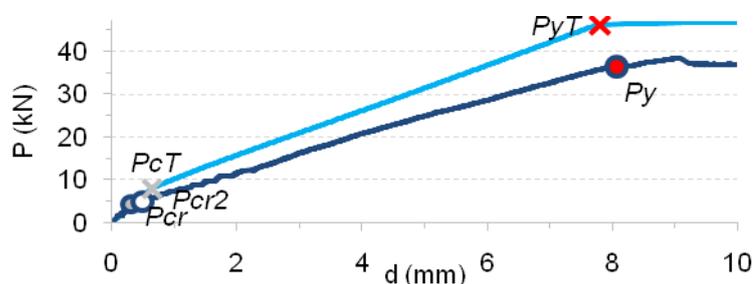


Figura 4.46 – Diagramas  $P-d$  da Viga *META-3F8*.

Tabela 4.9 – Valores nos pontos característicos das curvas  $P-d$  da Viga *META-3F8*.

	$P_{cr}$ [kN]	$d_{cr}$ [mm]	$P_y$ [kN]	$d_y$ [mm]	$P_{cr2}$ [kN]	$d_{cr2}$ [mm]	$d_y/d_{cr}$	$P_y/P_{cr}$
Exper	4,38	0,30	36,5	8,06	4,94	0,48	26,9	8,35
Teor	8,04	0,65	46,2	7,80				
Desvios	-84%	-118%	-26%	3%	11%	38%	-	-

As curvas  $w-P$ ,  $L_{cr}-P$  e  $\varepsilon-P$  encontram-se nas Figuras 4. 47 a 4.49. A curva  $w-P$  teórica foi avaliada considerando uma constante de proporcionalidade de 70. Tal como nos casos anteriores, as fendas *FL* começam antes ( $5kN$ ), mas evidenciaram aberturas inferiores às fendas *ET* ( $9kN$ ). De salientar a proximidade das curvas  $L_{cr}-P$  em termos das fendas *FL*. Uma vez mais, as fendas *ET* têm maior desenvolvimento. Neste caso, a curva  $\varepsilon-P$  teórica está pouco abaixo da curva experimental. O início da fissuração ocorreu aos  $179\mu$ . A evolução das fissuras e a posição destas em relação à armadura transversal são visíveis na Figura 4.50.

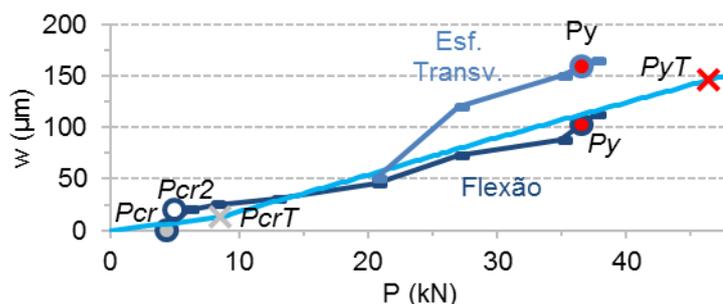
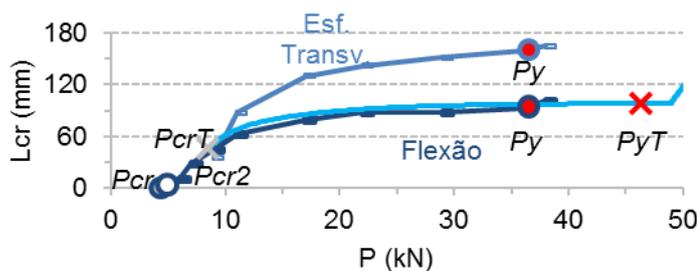
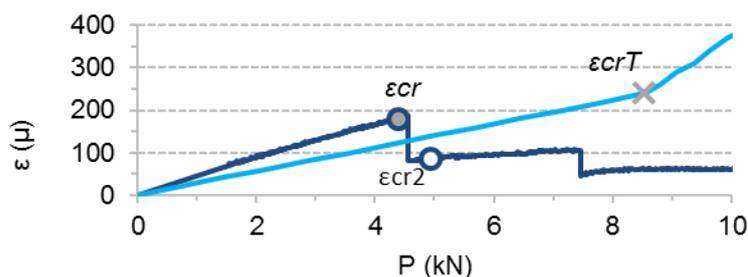
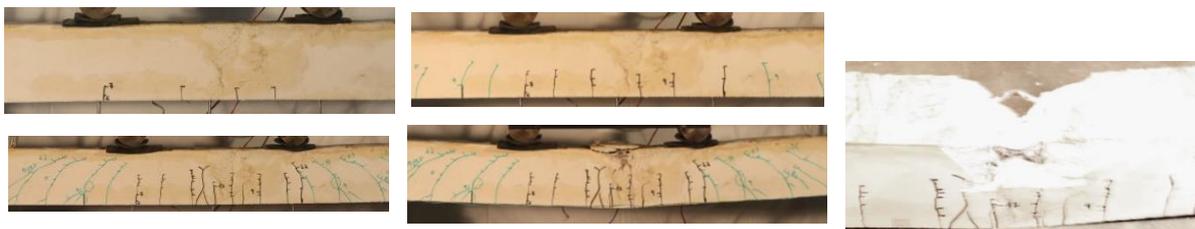


Figura 4.47 – Diagramas  $w-P$  da Viga *META-3F8*.

Figura 4.48 – Diagramas  $L_{cr}$ - $P$  da Viga *META-3F8*.Figura 4.49 – Diagramas  $\varepsilon$ - $P$  da Viga *META-3F8*.Figura 4.50 – Evolução das fendas na Viga *META-3F8* para cargas de 7kN, 11kN, 38kN e 31kN, e pormenor da posição das fendas em relação aos estribos.

#### 4.2.5 Viga *META-4F8*

A Viga *META-4F8* com armadura inferior de  $4\Phi 8$  ( $A_s=2,01\text{cm}^2$ ;  $\rho=1,34\%$ ) foi ensaiada com 17 dias ( $f_{mm}=36,9\text{MPa}$ ). O ensaio começou após uma pré-carga de  $0,54\text{kN}$ , à velocidade de  $0,01\text{mm/s}$ . Por esse motivo,  $5\text{min}$  após início do ensaio, foi efectuada uma paragem para alterar a velocidade para  $0,006\text{mm/s}$ . Após  $17\text{min}$ , foi imposta a velocidade final de  $0,01\text{mm/s}$ . O ensaio acabou  $2\text{h}$  e  $6\text{min}$  depois, devido à rotura por esmagamento do metacaulino na zona central. A viga atingiu uma flecha de  $3\text{cm}$  e um comprimento de  $150,6\text{cm}$ .

As curvas  $P$ - $d$  encontram-se na Figura 4.51 e na Tabela 4.10 os valores característicos. A comparação entre as curvas é semelhante à da viga anterior. Os desvios, sendo inferiores,

principalmente no ponto de fissuração, não podem deixar de serem considerados como significativos. Neste caso a primeira fenda surgiu bem depois do ponto  $P_{cr}$ .

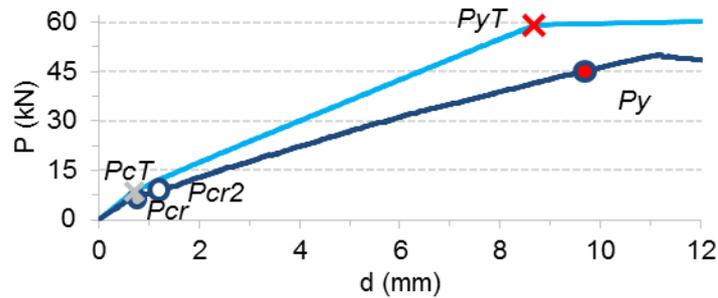


Figura 4.51 – Diagramas  $P-d$  da Viga *META-4F8*.

Tabela 4.10 – Valores nos pontos característicos das curvas  $P-d$  da Viga *META-4F8*.

	$P_{cr}$ [kN]	$d_{cr}$ [mm]	$P_y$ [kN]	$d_y$ [mm]	$P_{cr2}$ [kN]	$d_{cr2}$ [mm]	$d_y/d_{cr}$	$P_y/P_{cr}$
Exper	6,50	0,76	45,1	9,68	9,09	1,19	12,7	6,94
Teor	8,64	0,70	59,0	8,69			12,36	6,83
Desvios	-33%	8%	-31%	10%	28%	36%	-	-

As curvas  $w-P$ ,  $L_{cr}-P$  e  $\varepsilon-P$  encontram-se, respectivamente, nas Figuras 4.52 a 4.54. A curva  $w-P$  teórica foi determinada com uma constante de proporcionalidade de 75. Neste caso, é de realçar a proximidade das curvas  $L_{cr}-P$ , sendo que, no ponto de cedência a abertura das fendas *ET* voltam a assumir valores ligeiramente superiores. As fendas *FL* surgiram antes (8kN) das *ET* (9kN), e o início da fissuração ocorreu aos 64 $\mu$ . Neste caso, a curva  $\varepsilon-P$  teórica está acima da experimental. A evolução das fissuras, e a posição destas em relação à armadura transversal, são apresentadas na Figura 4.55.

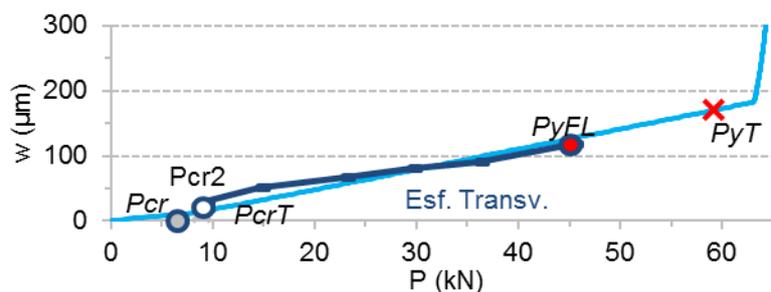


Figura 4.52 – Diagramas  $w-P$  da Viga *META-4F8*.

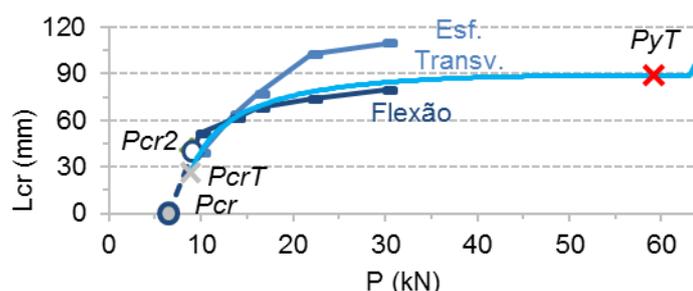


Figura 4.53 – Diagramas  $L_{cr}$ - $P$  da Viga *META-4F8*.

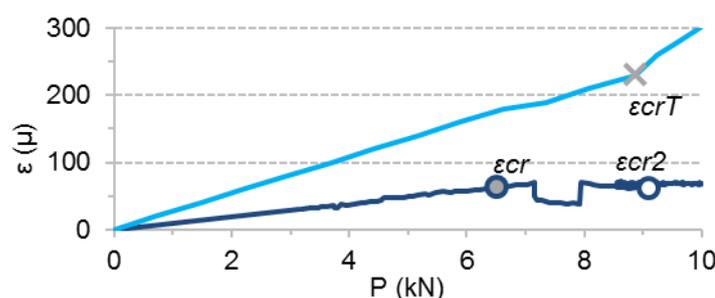


Figura 4.54 – Diagramas  $\varepsilon$ - $P$  da Viga *META-4F8*.



Figura 4.55 – Evolução das fendas na Viga *META-4F8* para cargas de 9kN, 16kN, 44kN e 35kN, e posição das fendas.

### 4.3 Vigas de cinzas

Apresentam-se neste ponto os resultados obtidos para as 5 vigas de cinzas, caracterizadas por terem armaduras semelhantes às vigas de argamassa e de metacaulino. O único parâmetro alterado corresponde ao material; neste caso, para ligante foram utilizadas cinzas volantes, resultantes da queima de carvão mineral, as quais foram activadas alcalinamente. O material será designado por geopolímero de cinzas, ou mais simplesmente por cinzas.

É de referir que, surgiram fendas durante o período de cura destas vigas, o que deveria estar relacionado com a retracção do material. Neste contexto, o estudo da fissuração ficou condicionado nestas vigas. Antes do ensaio, procedeu-se à medição das aberturas das fissuras

existentes (ver Tabela 4.11), e optou-se por usar uma velocidade de ensaio mais elevada, uma vez que devido à existência prévia de fendas, não seria necessário acompanhar o seu desenvolvimento tal como nas anteriores.

Tabela 4.11 – Médias das aberturas das fendas encontradas nas vigas de cinzas.

Viga	CIN-2F6	CIN-3F6	CIN-4F6	CIN-3F8	CIN-4F8
Abertura de fendas [mm]	0,18	0,13	0,10	0,16	0,17

Curiosamente, tal como vai ser possível confirmar nos pontos seguintes, as fendas existentes coincidiam, por norma, com os estribos, sendo portanto, de número igual ao dos estribos que compõem a viga, ou seja, 21. É ainda de referir que as vigas se encontravam a curar paralelamente umas às outras, pela ordem que os resultados se apresentam, pelo que se constatou que as vigas extremas apresentavam mais e maiores aberturas devido à cura que as centrais.

Outro aspecto a salientar diz respeito à maturidade do material aquando dos ensaios. De facto, tendo em consideração a evolução das características resistentes deste material, os ensaios decorreram sempre para maturidades superiores a 30 dias.

#### 4.3.1 CIN-2F6

Para a *Viga CIN-2F6*, com armadura inferior de  $2\phi 6$ , de aço A500ER ( $A_s=0,57\text{cm}^2$ ;  $\rho=0,38\%$ ), ensaiada aos 32 dias, o valor médio espectável da tensão de rotura do geopolímero à compressão era de  $f_{fm}=25,7\text{MPa}$ . O ensaio começou após uma pré-carga de  $0,86\text{kN}$ , a uma velocidade imposta de  $0,01\text{mm/s}$  que se prolongou até ao final deste, ao fim de  $3h$  e  $6min$ . O colapso da viga deu-se por rotura da armadura de tracção, sem que houvesse geopolímero esmagado na zona central. A viga atingiu uma flecha de  $11,7\text{mm}$  e um comprimento de  $152,4\text{cm}$ , pelo que a viga atingiu um alongamento horizontal de  $28\text{mm}$  na zona traccionada.

Na Figura 4.56 apresenta-se a *Viga CIN-2F6*, antes do início do ensaio, onde se encontram salientadas as fissuras, a cor verde, na qual se contabilizaram 21 fendas com idêntico espaçamento.



Figura 4.56 – Fendas na *Viga CIN-2F6* antes do início do ensaio.

Nesta viga, e nas seguintes, não interessa analisar se as diferentes fases do comportamento existem, ou quando ocorrem, pois não seria aplicável em alguns casos. Só de referir que na Figura 4.57 se encontra a viga pouco antes do ensaio terminar, na qual se salientam, a branco, as fendas formadas e/ou desenvolvidas ao longo do ensaio com o aumento de carga, bem como o pormenor da rotura da viga.



Figura 4.57 – Viga *CIN-2F6* durante o ensaio e pormenor da rotura.

### 4.3.2 CIN-3F6

A Viga *CIN-3F6*, com armadura inferior  $3\phi 6$  de aço A500ER ( $A_s=0,85\text{cm}^2$ ;  $\rho=0,57\%$ ), foi ensaiada aos 33 dias ( $f_{fm}=25,7\text{MPa}$ ). Depois de uma pré-carga de  $0,67\text{kN}$ , iniciou-se o ensaio a uma velocidade imposta de  $0,01\text{mm/s}$  que se manteve durante  $2\text{h}$  e  $22\text{min}$ , alterando-se depois para  $0,02\text{mm/s}$  durante mais  $28\text{min}$ . O colapso da viga ocorreu por rotura da armadura de tracção, com algum geopolímero esmagado na zona central. Foi atingida uma flecha de  $13\text{mm}$  e um comprimento de  $151,8\text{cm}$ .

Na Figura 4.58 apresentam-se as fendas antes do ensaio (21 fendas com idêntico espaçamento), e na Figura 4.59 a viga pouco antes do final de ensaio onde se destacam as fissuras formadas e/ou desenvolvidas com o aumento de carga, para além do pormenor da rotura da viga.



Figura 4.58 – Fendas na Viga *CIN-3F6* pouco antes do início do ensaio.



Figura 4.59 – Viga *CIN-3F6* durante o ensaio e pormenor da rotura.

### 4.3.3 CIN-4F6

A Viga *CIN-4F6*, com armadura inferior de  $4\phi 6$  ( $A_s=1,13\text{cm}^2$   $\rho=0,75\%$ ), foi ensaiada aos 32 dias ( $f_{fm}=25,7\text{MPa}$ ). Com uma pré-carga de  $0,67\text{kN}$ , o ensaio iniciou-se à velocidade de  $0,01\text{mm/s}$ , a qual foi alterada, após  $1\text{h}$  e  $37\text{min}$ , para  $0,02\text{mm/s}$ , durante mais cerca de  $50\text{min}$ . A rotura da viga ocorreu por esmagamento do geopolímero na zona central, acompanhada da instabilização da armadura de compressão. Observou-se uma flecha de  $8,1\text{mm}$  e um comprimento de  $151,9\text{cm}$ .

A imagem das fendas formadas durante o período de cura da viga encontra-se na Figura 4.60, a maioria das quais coincidente com os estribos. Na Figura 4.61 apresenta-se a viga pouco antes do final de ensaio, com as fissuras formadas e/ou desenvolvidas devido às cargas aplicadas e ainda o pormenor da rotura.



Figura 4.60 – Fendas na Viga *CIN-4F6* antes de se iniciar o ensaio.



Figura 4.61 – Viga *CIN-4F6* durante o ensaio e pormenor da rotura.

### 4.3.4 CIN-3F8

O ensaio da Viga *CIN-3F8*, cuja armadura inferior era de  $3\phi 8$  ( $A_s=1,51\text{cm}^2$ ;  $\rho=1,01\%$ ), realizou-se 31 dias após ser construída ( $f_{fm}=25,7\text{MPa}$ ). A pré-carga efectuada foi de  $0,80\text{kN}$  e a velocidade durante todo o ensaio, que decorreu durante  $1\text{h}$  e  $40\text{min}$ , foi de  $0,01\text{mm/s}$ . A causa da rotura da viga foi o esmagamento do geopolímero na zona central conjuntamente com a instabilização da armadura comprimida. Mediu-se uma flecha de  $7,1\text{mm}$  e um comprimento de  $151,9\text{cm}$ .

Na Figura 4.62 podem ver-se as fendas que existiam na viga antes do ensaio, e na Figura 4.63 expõe-se a viga pouco antes do final de ensaio com as fissuras formadas e/ou desenvolvidas e o pormenor da rotura.



Figura 4.62 – Fendas na *Viga CIN-3F8* antes de se iniciar o ensaio.



Figura 4.63 – *Viga CIN-3F8* durante o ensaio e pormenor da rotura.

#### 4.3.5 CIN-4F8

A *Viga CIN-4F8*, caracterizada pela armadura inferior de  $4\phi 8$  ( $A_s=2,01\text{cm}^2$ ;  $\rho=1,34\%$ ), foi ensaiada aos 31 dias ( $f_{fm}=25,7\text{MPa}$ ). O ensaio iniciou-se, após uma pré-carga de cerca de  $0,68\text{kN}$ , à velocidade de  $0,01\text{mm/s}$ , durante  $1\text{h}$  e  $18\text{min}$ , tendo-se observado uma flecha de  $3,5\text{mm}$  e um comprimento de  $150,5\text{cm}$ . O colapso desta viga ocorreu por esforço transverso.

Na Figura 4.64 encontra-se a viga fissurada antes de ser submetida ao ensaio e na Figura 4.65 apresenta-se a viga pouco antes do final de ensaio, onde se pode visualizar a degradação do material inferior junto ao apoio direito.



Figura 4.64 – Fendas na *Viga CIN-4F8* antes de se iniciar o ensaio.



Figura 4.65 – *Viga CIN-4F8* pouco antes do final do ensaio.

## 4.4 Análise de resultados

Neste ponto, os resultados das vigas de cinzas não serão analisadas, pelos motivos apontados anteriormente. Portanto, a análise a efectuar refere-se somente às vigas de argamassa e de metacaulino.

Desta forma, nos pontos que se seguem vai realizar-se uma análise aos seguintes parâmetros: carga de fissuração  $P_{cr}$ , extensão de fissuração  $\varepsilon_{cr}$ , abertura de fendas na cedência  $\omega_y$  e a constante  $k_w$  adoptada de forma a adaptar o melhor possível a curva  $w-P$  teórica à correspondente curva experimental. Importa avaliar a influência do parâmetro  $\rho$ , e principalmente, comparar as vigas de metacaulino com as de argamassa.

### 4.4.1 Carga de fissuração

É sabido que, em geral, se ignora a presença das armaduras na avaliação da carga para a qual uma viga começa a fendilhar. No entanto, também se sabe que  $P_{cr}$  depende da armadura traccionada da viga [Figueiras, 1997], sendo que devido a imperfeições construtivas, existentes nas vigas, esta pode ser mais baixa do que a esperada ou, por motivos de melhor vibração, esta pode ser superior ao espectável.

Na Figura 4.66 apresentam-se as cargas de fissuração obtidas para as vigas de argamassa em função da taxa de armadura  $\rho$ . Pode aferir-se que, aumentando a área de armadura da viga aumenta-se, do mesmo modo, a carga para a qual esta vai começar a fissurar.

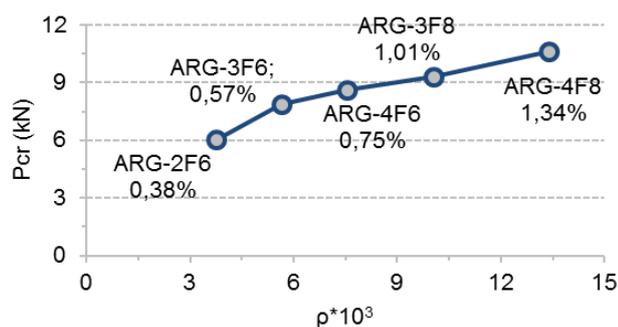


Figura 4.66 – Cargas de fissuração obtidas para as vigas de argamassa.

À semelhança do que aconteceu para as vigas de argamassa, também nas vigas de metacaulino é visível uma relação de aumento de carga de fissuração com o aumento de armadura na viga, tal como indica a Figura 4.67. Neste caso, é de salientar a divergência obtida para a Viga *META-3F6*, cujo resultado não se insere nos restantes resultados.

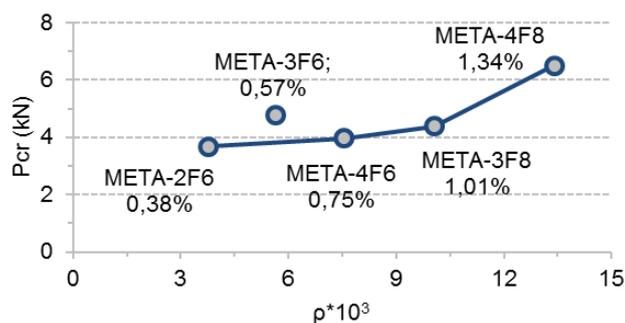


Figura 4.67 – Cargas de fissuração obtidas para as vigas de metacaulino.

No caso das vigas de argamassa, é perceptível uma variação quase linear do valor  $P_{cr}$  relativamente a  $\rho$ . A curva de tendência destes 5 valores seria:

$$P_{cr} = 4,93 + 0,44\rho \quad (4.4)$$

o que mostra que a variação de  $P_{cr}$ , por unidade de percentagem da armadura, é de  $0,44kN$ , o que não pode deixar de ser classificado como muito significativo. Tanto mais que, o valor para  $\rho=0$ , vale  $P_{cr}=4,93kN$ . Este valor é equivalente ao valor determinado pela equação elástica da resistência de uma secção homogénea de argamassa, sugerida no MC90 [CEB-FIP, 1993].

No caso das vigas de metacaulino, também é perceptível o aumento de  $P_{cr}$  com  $\rho$ . No entanto, a relação quase linear, visível nas vigas de argamassa, não é evidente neste caso.

Comparando globalmente os resultados obtidos para os dois tipos de vigas, observa-se que  $P_{cr}$  das vigas de argamassa é sempre bem superior ao das vigas de metacaulino. Por exemplo, enquanto que para as vigas de argamassa a média de  $P_{cr}$  se situa próxima dos  $9kN$ , para as vigas de metacaulino a média ronda os  $5kN$ , i.e. pouco mais de 50%.

#### 4.4.2 Extensão de fissuração $\epsilon_{cr}$

De acordo com Abreu [2012], a extensão de fissuração de um betão normal, no contexto de uma viga em flexão, deveria situar-se na ordem dos  $103\mu$ . Mas, segundo os valores experimentais presentes na curva da Figura 4.68, a extensão variou entre os  $50\mu$  e  $177\mu$ . O valor referente à Viga ARG-4F6 foi um valor muito anormal e, por esse motivo, foi excluído da figura. Os resultados desta figura, relativos às vigas de argamassa, evidenciam uma curiosidade; a extensão de fissuração diminui à medida que  $\rho$  aumenta.

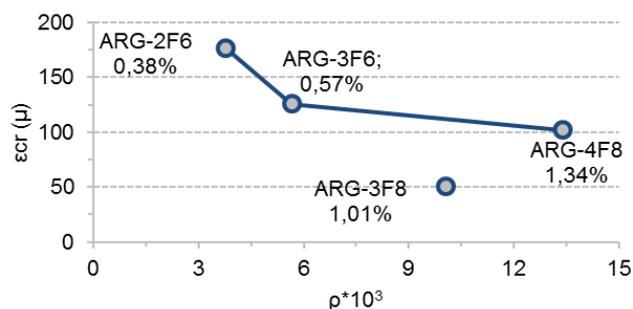


Figura 4.68 – Extensões de fissuração obtidas para as vigas de argamassa.

Relativamente à extensão de fissuração para as vigas de metacaulino, apresentadas na Figura 4.69, e apesar de ser visível alguma disparidade de valores, também é notória uma propensão para a diminuição da extensão  $\epsilon_{cr}$  com o aumento de  $\rho$ . Neste caso o valor máximo da extensão  $\epsilon_{cr}$  situa-se próximo de 280 $\mu$ . A extensão esperada, 230 $\mu$ , não foi atingida na maioria dos casos; pelo menos a média é inferior. Para além disso, existem 2 valores muito inferiores a 100 $\mu$ .

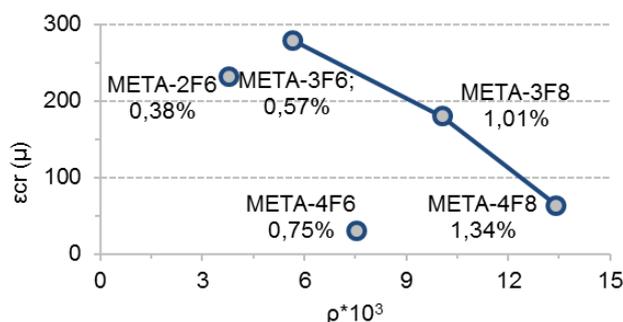


Figura 4.69 – Extensões de fissuração obtidas para as vigas de metacaulino.

A comparação das Figuras 4.68 e 4.69 revela que as vigas de metacaulino apresentam valores de  $\epsilon_{cr}$ , por norma, superiores aos das vigas de argamassa.

#### 4.4.3 Abertura de fendas na cedência $w_y$

A abertura de fendas, tal como já foi referenciado inúmeras vezes, vai aumentando com a carga suportada pela viga, mas depende, entre outros factores, da armadura que compõe a viga. Assim, após ser atingida a carga de fissuração nas vigas, a sua abertura aumenta rapidamente devido à plastificação das armaduras. Para as vigas em estudo, a abertura de fendas correspondente à carga de cedência  $w_y$ , encontra-se ilustrada na Figura 4.70. Pode conferir-se nesta figura que o limite regulamentar de abertura de fendas nunca foi atingido até

à cedência. Neste caso verifica alguma oscilação dos valores  $w_y$ , entre  $0,09mm$  e  $0,15mm$ . O valor médio será pouco superior a  $0,12mm$ .

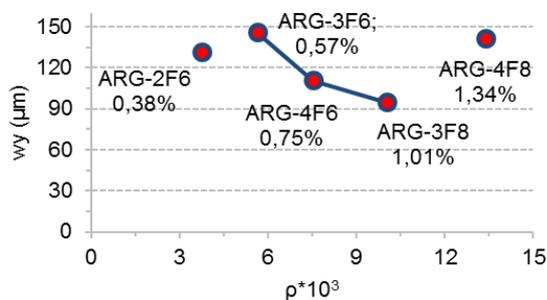


Figura 4.70 – Abertura das fendas no ponto de cedência das vigas de argamassa.

Nas vigas de metacaulino, a abertura de fendas  $w_y$  é mais homogênea, mas, à semelhança das vigas de argamassa, também é visível que o limite regulamentar de fendas não é atingido, tal como se pode constatar na Figura 4.71. Neste caso, o valor médio apurado não é superior a  $0,12mm$ , ou seja, é um valor ligeiramente inferior ao apurado para as vigas de argamassa. De salientar que estes valores correspondem aos valores das fendas de flexão, os quais eram inferiores aos medidos nas fendas localizadas nas zonas laterais da viga.

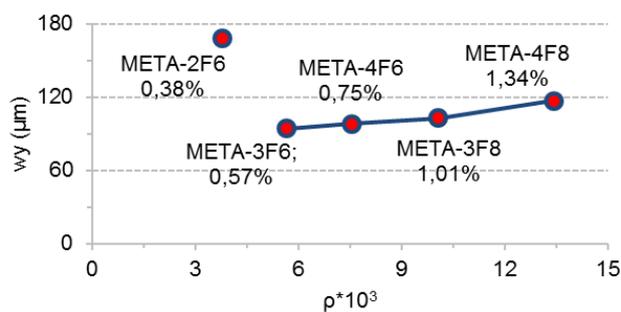


Figura 4.71 – Abertura das fendas no ponto de cedência das vigas de metacaulino.

Neste ponto importa realçar um aspecto importante: nos gráficos anteriores, não é visível a influência do tipo de armadura que, repita-se, diferia entre o aço ER das vigas com  $\phi 6$ , e o aço NR das vigas com  $\phi 8$ . O número de varões também não parece ser um parâmetro que influencie  $w_y$ .

#### 4.4.4 Constante $k_w$ referente ao diagrama teórico $w-P$

Tal com indicado anteriormente, recorreu-se à expressão 2.12 para estimar teoricamente a curva  $w-P$ , a qual determina  $w$  a partir de um produto de  $\varepsilon_s$  por uma constante de proporcionalidade  $k_w$ . Assim, com a finalidade de aproximar o mais possível as curvas  $w-P$  teóricas às experimentais, foram adoptadas constantes  $k_w$ . Na Figura 4.72 apresentam-se as constantes  $k_w$  apuradas para as vigas de argamassa, as quais, com excepção de um valor, se situam no mesmo patamar, com ligeira tendência para diminuir com o aumento de armadura. A constante assumiu valores entre 90 e 80, com excepção da Viga ARG-3F8, na qual se assumiu a constante igual a 65. Tendo percebido o espaçamento entre fendas, coincidente com o espaçamento entre estribos 70mm, não pode deixar-se de referir que a média 85mm é da mesma ordem.

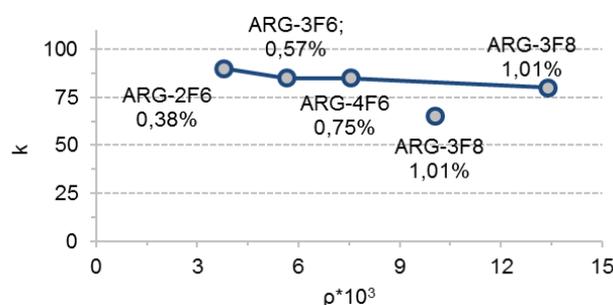


Figura 4.72 – Constante  $k_w$  adoptada para as vigas de argamassa.

Os valores de  $k_w$  para as vigas de metacaulino são apresentados na Figura 4.73. Neste caso, é notória a diminuição de  $k_w$  com o aumento de  $\rho$ , sendo visível que  $k_w$  varia entre 120 e 70. O valor médio é ligeiramente superior ao apurado para as vigas de argamassa, razão pela qual se pode concluir da mesma forma.

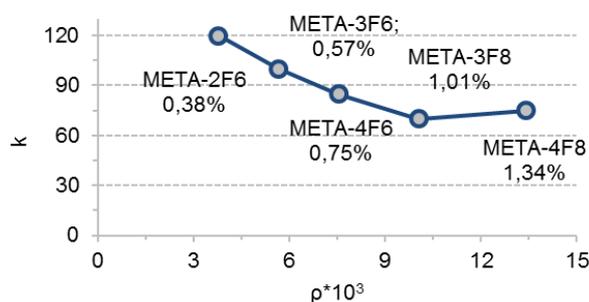


Figura 4.73 – Constante  $k_w$  adoptada para as vigas de metacaulino.

Tal como no ponto anterior, não é visível nenhuma influência do tipo de armadura, nem do número de varões, no valor de  $k_w$ . O parâmetro que de facto parece ser ligeiramente condicionante será a quantidade de armadura.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tal como se foi referindo ao longo do documento, é cada vez mais importante garantir-se a sustentabilidade da construção. O estudo de novos materiais alternativos que visam garantir a sustentabilidade do planeta sem condicionar os desempenhos usuais no âmbito da construção é algo que deve requerer uma atenção contínua da parte do meio técnico-científico.

Foi neste contexto que foram inicialmente traçados os objectivos para este trabalho. Pretendia-se estudar experimentalmente o comportamento estrutural de peças construídas com materiais activados alcalinamente, nomeadamente ao nível da fissuração. Os ligantes utilizados foram o metacaulino e as cinzas.

### 5.1 Principais conclusões

Para este estudo, em função dos ensaios realizados, as fendas que interessaram foram as devidas à flexão pura e à combinação flexão/esforço transverso. As primeiras são simples e encontram-se descritas em muitos outros trabalhos. As segundas são mais difíceis de estudar por envolverem a combinação de esforços. No caso típico de vigas as fendas surgem perpendiculares ao eixo da peça na zona traccionada do elemento, podendo inclinar-se progressivamente com a altura. O desenvolvimento inicial, perpendicular ao eixo da peça, ocorre até ao nível da armadura traccionada e a inclinação depende da relação entre os esforços em causa. Se o momento for preponderante, estas mantêm-se perpendiculares ao eixo da peça. Se o esforço transverso for preponderante, elas são inclinadas. Dependendo ainda desta relação entre esforços, o limite do desenvolvimento das fendas pode ultrapassar a posição do eixo neutro (o eixo neutro está relacionado com a flexão e esta poderá ter um papel desprezável em zonas de elevado esforço transverso). O estudo destas fendas não é usual, principalmente porque a sua abertura é geralmente inferior às de flexão pura.

Em termos de fendilhação das vigas de argamassa verificou-se, como previsto, que inicialmente apareciam as fendas de flexão verticais na zona entre cargas, coincidido com a posição dos estribos. Mais tarde apareceram então outras fendas, nas zonas laterais, as quais eram inclinadas por influência do esforço transverso. Após a carga de cedência era visível que as fendas começavam a ramificar-se, estagnando o seu comprimento.

Para as vigas de metacaulino observou-se, do mesmo modo, que as primeiras fendas de flexão se formavam inicialmente na zona entre cargas, coincidindo com a posição dos estribos. No entanto, a fendilhação iniciou-se para cargas inferiores. As segundas fendas, influenciadas pelo esforço transversal, também surgiam muito mais cedo, atingindo, por norma, aberturas superiores às fendas de flexão. Ou seja, estas vigas apresentam em geral uma maior fendilhação. Portanto, ao nível da fissuração, a argamassa revela-se mais resistente que o metacaulino. Em termos de abertura de fendas, os valores são equivalentes, sendo que as vigas de metacaulino revelaram aberturas inferiores para cargas equivalentes.

Foi também mostrada a dificuldade do cálculo da abertura de fendas de acordo com o EC2. A forma simples proposta, baseada na proporcionalidade entre extensão e abertura de fendas, depende de uma constante. É de referir que os valores adoptados, de forma a aproximar as curvas teóricas das experimentais, situaram-se sempre próximos do espaçamento dos estribos, por norma sempre ligeiramente acima deste valor. Nas vigas de metacaulino verificou-se ainda alguma variabilidade desta constante, apesar de estar sempre acima do valor do espaçamento de estribos.

No que toca às vigas de cinzas, ao estudo revelou-se inconclusivo uma vez que este material é muito susceptível à elevada fendilhação por retracção.

## **5.2 Trabalhos futuros**

Em primeiro lugar é de salientar que este foi um trabalho exploratório. Um trabalho consistente exigiria a construção de muitas mais vigas. Não sendo conhecidos outros trabalhos similares, sucederam-se alguns problemas que também atrasaram o desenvolvimento normal deste trabalho.

Um dos problemas observados está relacionado com o material metacaulino que pode endurecer muito rápido o que causou algumas dificuldades na construção das vigas. Em termos construtivos importa resolver esta questão de forma a garantir a plasticidade durante o intervalo de tempo necessário. Outro problema verificado depende das elevadas temperaturas observadas após a construção das vigas de metacaulino. De facto, não se sabe qual a influência que este aspecto teve nas características resistentes das vigas de metacaulino. Visivelmente, confirmou-se a presença de algumas manchas nas superfícies. As fissuras observadas nas vigas de cinzas, devidas à retracção do material, constituem outro obstáculo a transpor de modo a dar utilidade a este material.

Estes constituíram os problemas básicos. Outros, tais como a adopção de vigas com dimensões usuais, deverão ser posteriormente equacionados.

---

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abreu, B. (2012). “Fendilhação em vigas de betão armado – Previsão do comportamento”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade e Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

ACI Manual of Concrete Practice – (1994). “Use of Concrete in Buildings – Design, Specifications, and Related Topics”. Victoria A. Wieczorek, Detroit.

Beeby, A. and Narayanan, R. (1995). “Designers Handbook to Eurocode 2. Part 1.1: Design of Concrete Structures”. Tomas Telford, London.

Benito et al (2013). “Geopolymers: a new and smart way for a sustainable development”. Applied Clay Science, Nº 73.

Caldentey, A. (2013). Cracking of RC members revisited: influence of cover,  $\phi/\rho_s,ef$  and stirrup spacing – an experimental and theoretical study”. Structural Concrete 14, No. 1.

CEB-FIP (1993). “Modal Code 1990”. Comité Euro-Internacional du Béton – Federation Internationale de la Précontrainte, Tomas Telford Services Ltd, Lausanne, Switzerland.

CEN (2010). “Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios”. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

Cachim, P. B. e Morais, M. M. (2013). “Estruturas de betão – Bases de cálculo. Segundo o Eurocódigo 2”. Publindústria, Porto.

Camara, J. (2013). “Estruturas de Betão I. Folhas de apoio às aulas”. Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura, Instituto Técnico de Lisboa, Lisboa.

Davidovits, J. (1996). “From Ancient. Concret to Geopolymers”. Arts et Métiers, Nº 180, pp. 8-16.

Davidovits, J. (2013). “Geopolymer Cement, a review”. Institute Géopolymère.

Dawood, N. e Marzouk, H. (2010). “An analytical model for crack spacing of thick reinforced concrete plates”. Engineering Structures, Nº 32, pp. 472-482.

- 
- Fernandes, J. (2010). “Fendilhação em vigas de betão armado – Efeito do tipo de armadura”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade e Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Figueiras, J. (1997). “Estruturas de Betão 2. Verificação aos Estados Limites de Utilização”. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Guerra, F. (2014). “Avaliação Experimental do Comportamento Mecânico de Materiais Ativados Alcalinamente”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade e Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Leonhardt, F. e Monning, E. (1977). “Construções de Concreto”, Verificação da Capacidade de Utilização, Vol. 4. Editora Interciência.
- Lopes, A. (2005). “Simulação Numérica 2D da Rotura de uma Viga de Betão Armado”.
- Oliveira, M. (2014). “Caracterização do Comportamento Mecânico de Sistemas Ligantes Obtidos por Activação Alcalina; Evolução temporal e Quantidade de Activador”. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização de Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade e Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Metamax@ (2014): <http://kaolin.basf.com/products/application/metamax>.
- Neville, A.M. (1973). “Properties of Concrete”. USA Helsted Press.
- Nogueira, B. (2008). “Estabilização superficial de solos argilosos por activação alcalina”. Dissertação de Mestrado, Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro, Portugal.
- NP EN 10002-1 (2006). “Materiais metálicos; Ensaio de tracção; Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente”. Instituto Português da Qualidade.
- Peiretti et al (2003). “PrEN Chapter 7 – Serviceability Limit States. Cracking. Supporting Document”. Grupo de Hormingón Estructural – ETSICCP – Universidad Politécnica de Madrid.
- Pinto, A. (2006). “Introdução ao estudo dos geopolímeros”. Sector Editorial dos SDE-UTAD, Vila Real, Portugal.
- Provis et al (2009). “Geopolymers – Structure, processing, Properties and industrial applications”, Woodhead Publishing.
- Rashad, A. (2013). “Alkali-activated: A short guide for civil Engineer –An overview”. Construction and Building Materials, Nº 41, pp. 751-765.
-

REBAP (1983). “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado”, Porto Editora, Lisboa.

Ribeiro, B. (2008). “Avaliação de Deformações em Estruturas de Betão Armado”. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Sika ViscoCrete 20HE@ (2014): <http://www.goldenanchoruae.com/pdf/Sika%20ViscoCrete-20%20HE.pdf>.