



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

Vigas de Betão Armado Submetidas a Esforço Transverso.

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

Autor

Renato Cachão Mata Meio Tostão

Orientador

Prof. Adelino Vasconcelos Lopes

Prof. 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, 2015

AGRADECIMENTOS

Este documento não só é um trabalho de investigação como também o culminar de um ciclo académico, repleto de grandes recordações e magnificas vivências. Tudo isto, só se tornou possível graças a um conjunto de pessoas que já mais esquecerei e é para elas que dirijo estas palavras de gratidão.

Quero louvar e agradecer aos meus pais Ricardo Luís Mata Meio Tostão e Maria do Carmo Ferreira Cachão Meio Tostão, bem como ao meu irmão Paulo Simão Cachão Mata Meio Tostão. Desde a minha candidatura até ao fechar deste ciclo que o vosso apoio foi, é, e continuará a ser incondicional. Dedico-vos este trabalho em forma de agradecimento e com a promessa de continuar a retribuir da maneira que vocês mais apreciam... o sucesso.

Quero agradecer em especial aos meus orientadores, Professor Adelino Lopes e Professor Sérgio Lopes, por todo o apoio, disponibilidade, paciência e ensinamentos, que me transmitiram desde o primeiro ao último dia e que foram imprescindíveis para a realização deste trabalho. Os valores e ensinamentos que me passaram serão muito importantes para a minha adaptação ao mundo do trabalho.

Agradeço também, ao Eng. Ilídio, ao Eng. Carlos Martins, ao Eng. André, ao Eng. Edmundo, ao Gaspar e ademais pessoal do LEMEC, pelo auxílio prestado.

Quero agradecer ao João Gonçalves toda a colaboração prestada ao longo desta jornada.

À minha namorada Marina Marques agradeço, pelo o carinho e pelo apoio que me deu ao longo deste período.

Aos meus grandes amigos... Anthony Mendes, Gonçalo Pereira, João Fernandes, João Gonçalves, Jorge Silva, Fábio Pereira, Ruben Salgueiro, Afonso Pessoa e Eduardo Vieira. Juntos enfrentamos este desafio, rimos, vivemos, trabalhamos e formamos esta família que me orgulha e marcará para sempre.

Por último à maravilhosa Cidade de Coimbra que me acolheu e transmitiu valores que me marcaram para a eternidade.

RESUMO

Segundo os Eurocódigos, os Estados Limite Últimos, e em particular o esforço transversal, é uma das verificações a efetuar no dimensionamento de estruturas de Betão Armado BA. A avaliação da resistência ao corte depende não só das características resistentes do betão e do aço, mas principalmente das secções das estruturas resistentes, as quais têm vindo a decrescer principalmente por motivos arquitetónicos.

O regulamento europeu para o projeto de estruturas de BA, o Eurocódigo 2, propõe duas fórmulas simplificadas alternativas para a avaliação da resistência: a primeira no contexto das peças em que não é requerida armadura específica, e a segunda em que a resistência é proporcional à armadura especificamente colocada para o efeito. No entanto, constatou-se existirem algumas incongruências entre esta abordagem e outras mencionadas em regulamentos equivalentes.

Neste contexto, pretende-se avaliar experimentalmente a capacidade resistente e o comportamento das peças de BA sujeitas a esforços de corte. As peças em estudo serão do tipo viga, construídas com diferentes armaduras transversais. O objetivo primordial deste documento consiste em estudar experimentalmente o comportamento destas vigas em termos de resistência e de deformação. Para além disso, são também analisadas outras questões, tais como a deformação de corte, a fissuração, e a abertura de fendas, bem como a análise das referidas expressões simplificadas do EC2 e de outras normas em vigor.

ABSTRACT

According to Eurocodes the Ultimate Limit States and in particular shear is one of the verifications to be made in the design of reinforced concrete structures. Evaluation of shear strength depends not only on strength characteristics of concrete and steel, but mainly of the sections of resistant structures, which have been decreasing mainly due to architectural reasons.

The European regulations for reinforced concrete structures design, Eurocode 2, proposes two alternative simplified formulas for the resistance evaluation: the first in the context of the elements for which particular reinforcement is not required, and the second, in where the strength is proportional to the specific reinforcement placed for that purpose. However, it was found some inconsistencies between this approach and others mentioned in equivalent codes.

In this context, we intend to experimentally evaluate the bearing capacity and behavior of the reinforced concrete elements under shear. The elements to be studied are of beam type, and are built with different transverse reinforcement. The primary objective of this document is to experimentally study the behavior of these beams in terms of strength and deformation. Beyond this, other issues are also analyzed, such as shear deformation, cracking, and crack width, as well as the analysis of such simplified equations of EC2 and of other codes.

.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Objetivos	2
1.2	Organização do documento	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1	Evolução da teoria esforço transverso.....	4
2.2	Resistência de vigas sujeitas a esforço transverso.....	8
2.2.1	Comportamento.....	8
2.2.2	Cargas de Fissuração	10
2.2.3	Metodologias de cálculo.	11
2.2.4	Análise não-linear.....	16
3	PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL.....	17
3.1	Conceção dos Modelos	17
3.2	Materiais	21
3.2.1	Armaduras	21
3.2.2	Cofragem	22
3.2.3	Cimento Portland Normal	23
3.2.4	Areia	23
3.3	Composição das Misturas.	24
3.3.1	Argamassa de Cimento Portland.....	24
3.3.2	Mistura de metacaulino.	25
3.4	Ensaio dos materiais.....	25
3.4.1	Argamassa CP	25
3.4.2	Aço.....	26
3.5	Montagem e execução	27
3.6	Esquema e programação de ensaio	27

4	RESULTADOS	29
4.1	Aspetos Comuns.....	29
4.2	Provete 1	33
4.3	Provete 2	39
4.4	Provete 3	43
4.5	Provete 4	49
4.6	Provete 5	53
5	ANÁLISE COMPLEMENTAR	57
5.1	Comparação dos gráficos $P-d_v$	57
5.2	Valores experimentais e regulamentares	60
5.3	Área de armadura em função de $\cot \Theta$	62
5.4	Valores da Rigidez K_{IV} e K_{III}	63
5.5	Acréscimo de carga após fissuração de corte	65
6	CONCLUSÃO	67
6.1	Trabalhos Futuros.....	68
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	69

SIMBOLOGIA

a	Distância do ponto de aplicação da carga ao apoio
A_c	Área da secção transversal de betão
A'_s	Área da secção da armadura de compressão para betão armado
A_s	Área da secção da armadura de tração para betão armado
A_{st}	Área da armadura de tração
A_{sw}	Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso
A_v	Área da armadura transversal (ACI)
b	Largura da secção transversal
h	Altura da secção transversal
b_w	Menor largura da secção transversal na área tracionada
d	Altura útil da secção; deslocamento vertical relativo obtido das curvas tóricas
d_A	Deslocamento vertical relativo obtido do Ponto A
d_B	Deslocamento vertical relativo obtido do Ponto B
d_h	Deslocamentos relativos horizontais
d_t	Deslocamentos verticais relativos teóricos
d_v	Deslocamentos relativos verticais
E_{cm}	Módulo de elasticidade do betão
f_{cd}	Valor de cálculo da força de compressão no betão.
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura à compressão do betão
f_{cm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ct}	Valor da resistência à tração do betão (NB)
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
f_{syu}	Tensão de rotura média do aço das armaduras

f_{sym}	Valor da tensão de cedência do aço
F_{td}	Valor de cálculo da força de tração na armadura longitudinal
f_{yt}	Valor da resistência à tração das armaduras transversais (ACI)
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso
K_i	Rigidez da fase i
L	Comprimento
M	Momento global provocado pelo “fecho do layout”
M_{cr}	Momento Fletor de carga de fissuração
M_{max}	Momento fletor de carga máxima
M_u	Momento fletor último na secção considerada
N_{Ed}	Esforço normal da secção devido às ações aplicadas
P_i	Valor da carga no ponto i
rot	Rotação relativa
s	Espessamento dos estribos
u	Velocidade do atuador
V_c	Valor da resistência ao corte garantida pelo betão (ACI); Valor da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça (NB)
V_{cd}	Termo corretor da teoria de Mörsh (REBAP)
V_{cr}	Valor do esforço transverso de fendilhação
V_n	Resistência ao esforço transverso segundo Sezen e Moehle (2004)
V_{Rd}	Valor de cálculo da resistência de um elemento ao esforço transverso.
$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo do esforço transverso resistente de um elemento sem armadura transversal
V_{Rd2}	Valor da força resistente de cálculo devido à rotura das diagonais comprimidas
V_{Rd3}	Valor da força resistente de cálculo devido à rotura por tração diagonal
$V_{Rd,máx}$	Valor limite de V_{Rd}
$V_{Rd,s}$	V_{Rd} de um elemento sem armadura transverso
V_s	Valor da resistência ao corte fornecida pela armadura transversal (ACI)

V_{sw}	Resistência da armadura transversal (NB)
V_u	Esforço transversal último (ACI)
W	Módulo de flexão bruta do betão; Valor da abertura de fendas
Z	Binário das forças interiores
Letras gregas	
α	Ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga
α_{cw}	Coefficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
$\Delta K_{IV}(\xi)$	Acréscimo da capacidade resistente após fendilhação
ΔP	Acréscimo de resistência experimental dos provetes
ΔT	Deslocamento vertical relativo inerente ao esforço transversal
ε_{su}	Extensão última do aço à compressão
θ	Inclinação das diagonais de compressão
ξ	Área da secção da armadura de esforço transversal por metro de viga
ρ	Taxa de armadura longitudinal
ρ_w	Taxa de armadura transversal
σ_{cp}	Tensão de compressão no betão devida a um esforço normal
τ	Tensão avaliada em função das classes do betão
v_l	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
ϕ	Diâmetro de um varão

1 INTRODUÇÃO

O betão e as argamassas são materiais usados na construção, acredita-se que há milhares de anos. Até ao aparecimento do betão armado BA, estes materiais não apresentavam boas características a fim de serem utilizados em elementos estruturais, devido, presumivelmente, à fraca resistência à tração. O BA surgiu como forma de colmatar este problema, tornando-se um dos principais materiais utilizados na construção do mundo desenvolvido, desde o Séc. XX, até aos dias de hoje.

É sabido que os primeiros contactos com o conceito BA datam de 1830 (Júlio Appleton, 2013). De facto, nos finais do Século XIX já existiam vários trabalhos acerca deste material, onde investigadores como J. Monier, Coignet e Mesnager, foram os principais propulsores, desenvolvendo as primeiras teorias sobre o comportamento do BA à flexão. Durante este período começaram a surgir os primeiros vislumbres dos efeitos do esforço transverso nos elementos sujeitos a flexão e corte. François Hennebique foi dos que mais contribuiu para a expansão do conhecimento neste particular, evocando as primeiras noções de estribo.

Relativamente ao corte, importa referir e salientar o trabalho desenvolvido por Mörsh, no sentido de compreender o comportamento de vigas sujeitas a esforço transverso. O Modelo de Mörsh admite que, através da inserção de estribos numa viga, o encaminhamento das forças funciona como uma treliça. Este modelo está na base de muitas das formulações apresentadas pelas normas atuais para o dimensionamento de elementos sujeitos a esforços de corte.

A Modified Compression Field Theory (MCFT) originou um passo importante na investigação de elementos de BA sujeitos a esforço de corte puro. Este modelo foi desenvolvido por Frank J. Vecchio and Michael P. Collins (1986) e incide no estudo do comportamento carga-deformação, em placas de BA, nas duas direções ortogonais. Esta teoria foi recentemente adaptada no Model Code 2010, com o objetivo de apresentar uma formulação unificada para o cálculo da resistência ao esforço transverso de elementos de BA, com e sem armadura transversal.

O problema da avaliação do comportamento de vigas de BA, com e sem armadura transversal, tem vindo a ser discutido desde a génese do próprio material. Ainda assim, de acordo com a pesquisa efetuada, não se encontraram estudos onde fosse devidamente avaliado o comportamento destas vigas sujeitas a elevados esforços de corte. Eventualmente poderão

existir alguns estudos sobre o tema referido, nomeadamente estudos realizados antes do ano 2000. Ainda assim, o seu difícil acesso constituiu um entrave ao trabalho agora apresentado.

Neste contexto, torna-se necessário estudar o comportamento de vigas sujeitas ao corte, clarificando pormenores que parecem ser desconhecidos da comunidade científica.

1.1 Objetivos

Este trabalho tem como principal objetivo o estudo do comportamento de vigas de BA sujeitas essencialmente a esforço transverso. A ideia inicial incidia na realização de um ensaio onde fosse possível submeter a viga a esforço de corte puro, semelhante ao adotado pela MCFT. Rapidamente se concluiu que esse tipo de ensaios era demasiado complexo e completamente inadequado para as condições disponibilizadas pelo Laboratório de Estruturas, Mecânica Estrutural e Construções (LEMEC). Por conseguinte, adotou-se um ensaio de moderada complexidade, onde foi possível controlar parcialmente os efeitos de flexão. O ensaio adotado submete a viga a esforço transverso praticamente constante com momento nulo a meio vão.

Visando o principal objetivo construíram-se 5 provetes de argamassa de Cimento Portland, nos quais se variam as quantidades de armaduras transversal. Estes provetes são devidamente armados à flexão, “obrigando” a que a rotura ocorra por esforço transverso.

Ao ter-se submetido as vigas a este tipo de ensaio, foi possível avaliar os seus parâmetros resistentes, tais como: a carga de fissuração provocada por flexão, a carga de fissuração provocada por esforço transverso, a carga de cedência das armaduras transversais, a carga máxima resistente, assim como, os valores da rigidez dos estados observados. É com base nestes pontos e na análise dos diagramas carga-deslocamento, que se objetiva compreender o comportamento das vigas quando sujeitas essencialmente ao esforço transverso.

Os objetivos específicos deste trabalho consistem em: analisar e confrontar os diagramas carga-deslocamento obtidos através dos ensaios experimentais, nas vertentes dos parâmetros mecânicos e do valor da rigidez dos estados, concluindo acerca da influência da quantidade de armadura transversal no comportamento de vigas de BA sujeitas essencialmente ao esforço transverso. Para além disso: interessa confrontar os valores da resistência ao esforço transverso com as normas em vigor [Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão; Parte 1-1 (EC2); ACI 318M-08 (ACI); Norma Brasileira ABNT NBR 6118 (N.B); Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (REBAP)]; interessa avaliar o efeito da variação da quantidade de armadura transversal no valor regulamentado das inclinações formadas pela escora comprimida de betão relativamente ao eixo longitudinal da viga.

Para que se torne possível a confrontação de resultados, é importante saber determinar o comportamento teórico dos provetes. Para o efeito foram utilizados programas de análise não linear, assim como, as principais normas acima referidas.

Por último, outro objetivo específico deste trabalho consistiu em analisar e registar a evolução da fissuração ao longo do ensaio, bem como os tipos de rotura dos provetes.

1.2 Organização do documento.

Esta dissertação está dividida em seis capítulos intitulados: Capítulo 1 – Introdução; Capítulo 2 – Revisão bibliográfica; Capítulo 3 – Itens e metodologia de ensaio; Capítulo 4 – Resultados; Capítulo 5 – Análises complementares; Capítulo 6 – Conclusões.

No Capítulo 1 é efetuada uma introdução ao trabalho realizado, no sentido de apresentar o tema e facilitar a sua compreensão, abordando factos históricos e componentes teóricas importantes, bem como as motivações que despoletaram o interesse na realização deste trabalho. São, também definidos os objetivos, tanto gerais como específicos e, por último, é apresentada a estrutura organizacional do documento.

No Capítulo 2 é efetuada uma revisão da literatura disponível, onde são evocados os modelos e as contribuições mais pertinentes para o atual estado do conhecimento. São também disponibilizados os conceitos teóricos para a compreensão dos resultados obtidos.

No Capítulo 3 é apresentado e explicado o procedimento experimental adotado. Este capítulo descreve exhaustivamente o trabalho realizado desde o início da investigação até ao início dos ensaios.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados correspondentes aos ensaios de cada provete, os quais serviram para posterior análise e concretização dos objetivos propostos.

No Capítulo 5 é feita uma análise complementar, através de comparações efetuadas entre os resultados experimentais obtidos no Capítulo 4 e os resultados teóricos fornecidos pelas Normas de cálculo adotadas.

No Capítulo 6 resumem-se as principais conclusões a reter deste documento e algumas propostas de trabalhos futuros para o desenvolvimento da temática abordada.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Na preparação do trabalho apresentado existiu alguma pesquisa bibliográfica cujo intuito consistiu no entendimento teórico do tema abordado. Portanto, o presente capítulo tem o objetivo de servir de base para o trabalho apresentado e para as metodologias seguidas.

Inicialmente apresenta-se uma introdução, tendo por base o trabalho desenvolvido por Torres (2013), os manuais “Estruturas de Betão” de Júlio Appleton (2013), entre outros documentos referenciados no texto. De referir que, desde o início da elaboração deste documento, denotou-se uma enorme dificuldade no acesso a outros trabalhos com a mesma temática, ou pelo menos semelhantes, principalmente os que foram publicados antes dos anos 2000. Por exemplo, alguns destes ainda não se encontram nas bases de dados devidamente informatizados.

São também citados neste capítulo outros autores que desenvolveram trabalhos relevantes nesta área, assim como a base dos métodos de cálculo propostos pelas normas usadas no presente trabalho. Para além disso, muitos dos trabalhos referenciados ao tema do esforço transversal encontram-se muito mais próximos do estudo da flexão, do que do corte.

2.1 Evolução da teoria esforço transversal.

A análise dos fenómenos relacionados com os efeitos de corte em elementos de betão armado BA remonta aos primórdios da construção das civilizações humanas. Nos finais do século XIX deu-se o início da investigação do comportamento do betão, no que ao esforço transversal diz respeito. Um dos seus propulsores foi Hennebique (Flement – Hennebique, 1943), propondo um método em que os estribos tinham a forma de tiras de aço abertas de modo a que a introdução da armadura longitudinal fosse de fácil execução. Um dos primeiros modelos de armadura é ilustrado na Figura 2.1.

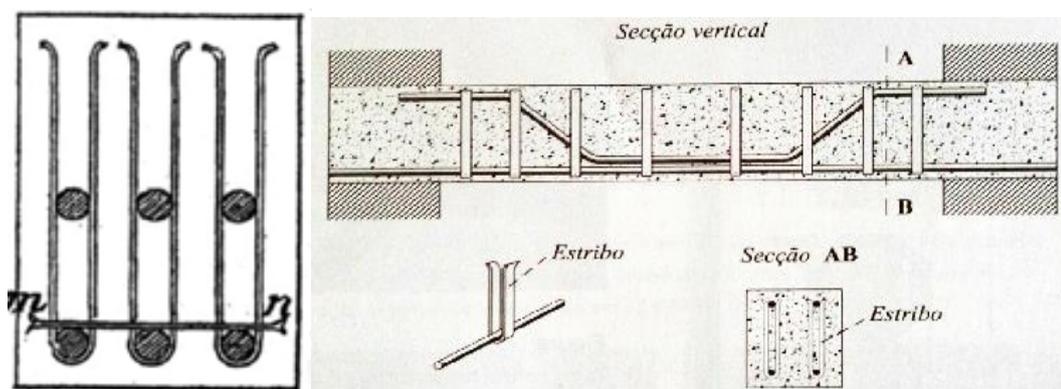


Figura 2.1 - Pormenor da secção transversal de uma viga de BA e outras disposições construtivas (adaptado de J. Appleton, 2013).

Anos mais tarde, no início do século XX, Ritter (1899) e Mörsh (1920) idealizaram o modelo clássico de treliça, o qual é apresentado na Figura 2.2. Este modelo baseia-se na analogia entre uma viga fissurada e uma treliça isostática. Esta metodologia considera as escoras de compressão inclinadas a 45° , com as armaduras de corte a variarem entre os 45° e os 90° , desprezando a contribuição do betão à tração. A treliça é ainda formada pela armadura longitudinal e pela escora de betão, que se origina no topo da viga. Estas escoras de compressão criam o efeito de “separação dos banzos”. Os estribos são utilizados para contrariar esse efeito, funcionando como elementos de tração. Estes modelos, baseados na treliça de Mörsh (1920) são os alicerces de algumas das principais soluções de cálculo teórico apresentadas pelas normas correntes.

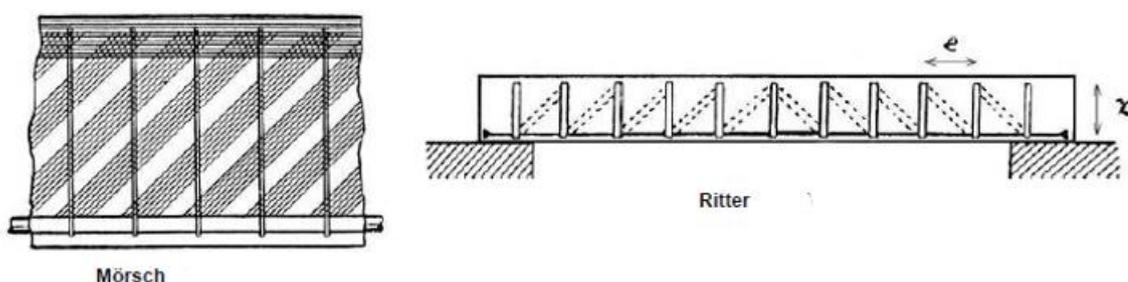


Figura 2.2 – Treliças de Ritter e Mörsh (adaptado de “Folhas de Betão I” de José Noronha da Camara, 2014)

A resistência de elementos de BA sujeitos a esforço transverso não sofreu evoluções significativas desde o início do século XX até ao início dos anos 60. Vários investigadores propuseram alternativas e melhoramentos ao modelo treliça apresentado por Mörsh.

Nomeadamente, Kupfer (1964) propôs novas inclinações para as escoras de betão e ainda que a cedência nos estribos e nas barras horizontais ocorreriam ao mesmo tempo.

Zsutty (1968) foi um dos investigadores responsáveis pelo desenvolvimento de equações que permitiram avaliar a resistência ao esforço transverso de vigas armadas longitudinalmente e sem armadura transversal. Para isso, ensaiou mais de 200 tipos de vigas desenvolvendo equações através da conjugação de técnicas dimensionais com processos estatísticos de análises de regressão. Zsutty (1968 e 1971) formulou as Equações (2.1) e (2.2). As equações concluem que a taxa de armadura longitudinal ρ , assim como o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão f'_c , influenciavam a resistência ao esforço transverso V_u . Outro dos parâmetros considerados consistia na razão d/a , ou seja, a razão entre a altura útil da secção d e a distância do ponto de aplicação da carga ao apoio a .

$$V_u = 60 \cdot \left(f'_c \cdot \rho \cdot \frac{d}{a} \right)^{1/3} \quad \text{Para } \left(\frac{d}{a} \right) \leq 2.5 \quad (2.1)$$

$$V_u = 150 \cdot (f'_c \cdot \rho)^{1/3} \cdot \left(\frac{d}{a} \right)^{4/3} \quad \text{Para } \left(\frac{d}{a} \right) \leq 2.5 \quad (2.2)$$

Outros investigadores como Leonhardt & Mönning (1973) desenvolveram e melhoraram o sistema de treliça de Mörsh (1920). Estes autores comprovaram, recorrendo a vários ensaios experimentais, que a quantidade e a inclinação das fendas são influenciadas pela quantidade e tipo de armadura transversal.

Mais tarde, o desenvolvimento da *Compression Field Theory* (CFT), por Michell & Collins (1974), representou um grande passo na obtenção de uma teoria racional com o objetivo de compreender a inclinação das tensões de compressão diagonais. Esta teoria foi desenvolvida submetendo elementos de BA, tipo membrana, a corte puro.

A CFT foi modificada dando a origem à *Modified Compression Field Theory* (MCFT) Vecchio & Collins (1986). O objetivo desta nova teoria incidia na avaliação das tensões de tração principais do betão fendilhado. Esta teoria admite como hipótese simplificativa que o caminho das tensões à compressão do betão fendilhado é coincidente com o da direção média da extensão de compressão principal e com a inclinação das fendas. Estes tipos de ensaios foram de difícil execução prática devido ao complexo equipamento utilizado. As ações de corte foram aplicadas a elementos tipo placas. Ainda assim, as conclusões têm sido, em alguns casos, possíveis de ser aplicadas a elementos do tipo viga.

A relação entre o esforço transverso e o momento fletor em vigas com diferentes secções transversais foi estudada por Vecchio & Collins (1988). Os autores afirmam que as formulações

da MCFT podem ser aplicadas nas análises de reforço em vigas. Deste estudo concluiu-se que quanto mais esbelta for a viga, menor é a relação entre os valores resistentes de esforço transverso e do momento fletor. Repare-se na Figura 2.3, na qual se pode verificar que para a viga (b), o esforço transverso irá condicionar severamente o seu dimensionamento para secções cujos momentos são aproximadamente nulos, ao contrário das vigas menos esbeltas (a).

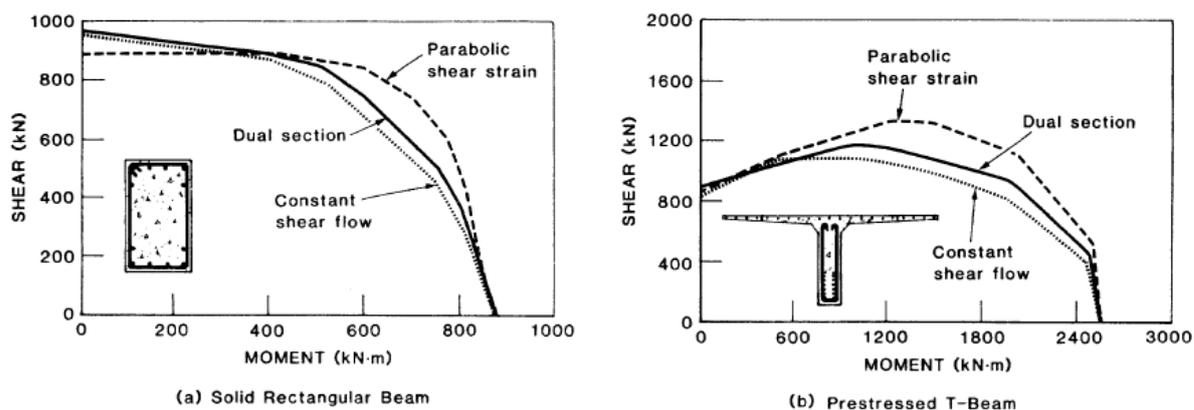


Figura 2.3 – Relação entre o corte e o momento (adaptado de Vecchio & Collins, 1988).

Neste estudo comparam-se ainda diagramas carga-flecha obtidos com base em formulações teóricas do MCFT e em ensaios experimentais. O modelo do ensaio foi o de viga simplesmente apoiada com carregamento a meio vão.

Anos mais tarde, em 1990, baseando-se nas equações de Zsutty, o *Model Code 90* CEB-FIP sugere formulações empíricas que levam em conta o efeito de escala. Estes efeitos não foram considerados no presente trabalho.

Em geral, os elementos flexíveis de BA são projetados para terem níveis de segurança superiores aos níveis dos esforços de flexão, assegurando-se assim que a rotura dos elementos seja provocada pelo momento fletor (Arslan e Kiristioglu, 2013). Este pode ser um aspeto que influencia a pouca adesão ao estudo deste fenómeno por parte dos investigadores.

Seguindo o mesmo raciocínio e por forma de avaliar-se o comportamento de uma viga sujeita predominantemente a corte, seria interessante tentar adaptar-se a metodologia usada pelo CFT a uma viga de dimensões reduzidas. Neste trabalho, os primeiros modelos sugeridos para o ensaio de vigas de BA visavam estas condições de corte predominante, embora rapidamente se tenha concluído que este tipo de ensaio era de implementação.

2.2 Resistência de vigas sujeitas a esforço transverso.

2.2.1 Comportamento

Do ponto de vista mecânico, a flexão e o esforço transverso estarão sempre associados, na medida em que um resulta da integração do outro. Assim sendo, é importante começar por conhecer o comportamento de vigas sujeitas a flexão. Segundo MacGregor (1992), uma viga sujeita a um carregamento crescente, apresenta três estados de comportamento diferentes, representados na Figura 2.4. No Estado I a distribuição de tensões é praticamente linear e as extensões são quase nulas. Este estado inicia-se na origem do diagrama e estende-se até ao ponto em que é atingida a tensão da resistência à tração do betão, ou seja, no ponto de fissuração, representado na Figura 2.4 pela letra B. Após a fissuração, no início do Estado II, as aberturas das fissuras vão aumentando e, conseqüentemente, as tensões de tração presentes no betão são gradualmente transmitidas para o aço. Este estado termina no ponto de cedência das armaduras, correspondendo ao ponto D apresentado na figura. Finalizado o Estado II, inicia-se o Estado III, onde, com pequenos incrementos de carga, as deformações aumentam consideravelmente, em consequência da plastificação das armaduras.

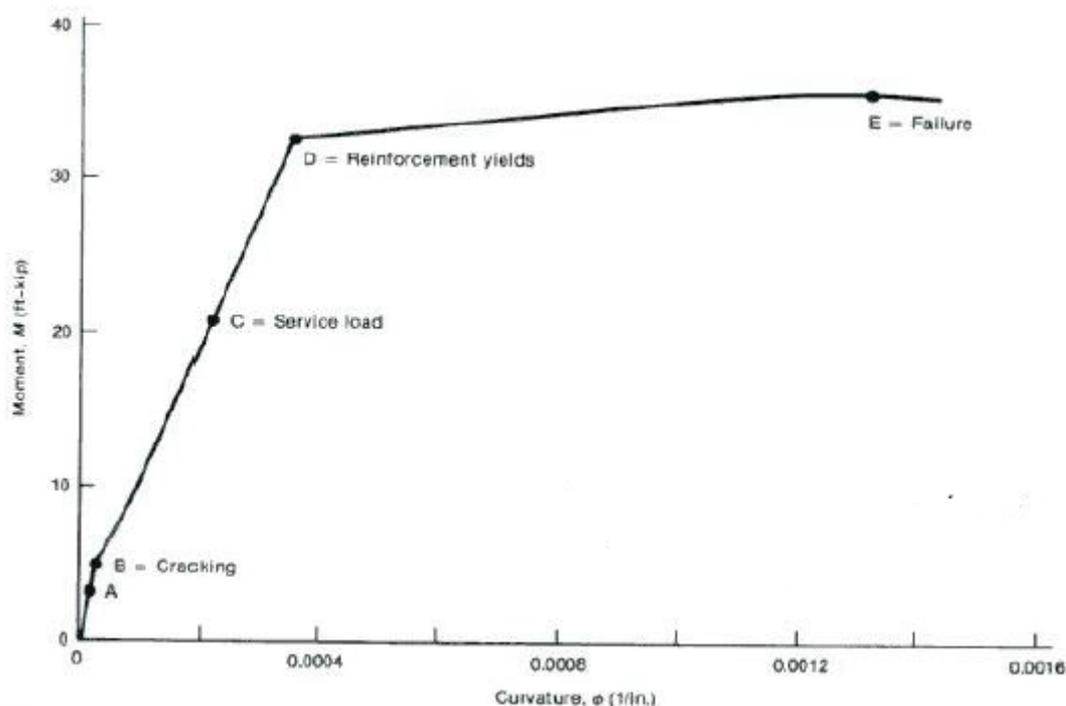


Figura 2.4 - Estados de comportamento de uma secção de uma viga sujeita a flexão.
(Adaptado de MacGregor, 1992)

O BA é vulnerável a ações de corte, nomeadamente quando tem estas têm origem em fortes ações dinâmicas, como é o caso dos sismos (Arslan e Polat, 2013). Considerando estas noções, os autores desenvolveram um estudo com o objetivo de avaliar a contribuição do betão para a resistência de vigas de BA quando este rompe devido a tensões de corte. Portanto, submeteram as vigas a carregamentos cíclicos, chegando à conclusão que a contribuição do betão varia entre 18% a 69% da força máxima. Ainda que o carregamento não seja do mesmo tipo do estudado neste trabalho, é importante considerar estudos experimentais semelhantes no sentido de se cruzarem informações que se tornem pertinentes. Sezen e Moehle (2004), também estudaram a contribuição do betão e da armadura longitudinal, até e após, o ponto de fissuração provocado por esforço transverso. Este fenómeno pode observar-se na Figura 2.5, onde o esforço transverso total V resulta da contribuição do betão V_c e da parcela do aço V_s . Ou seja, aquando da primeira fissura de flexão, as tensões no aço tracionado equilibram as compressões no betão. Após a primeira fissura de esforço transverso, a parcela resistente do aço passa a ser muito mais significativa.

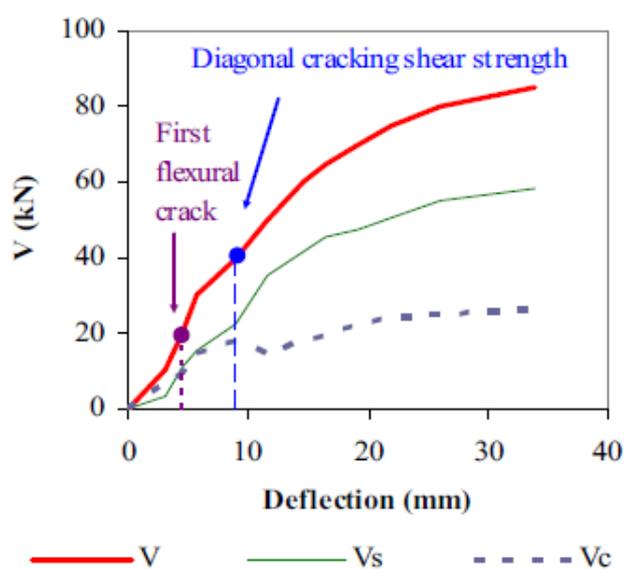


Figura 2.5 - Contribuição do betão e da armadura transversal para a resistência ao corte. (adaptada de Arslan e Polat 2013).

Como se pode observar, não existe correspondência entre o comportamento das vigas apresentadas por este estudo (linha vermelha da Figura 2.5) e os estados de comportamento sugeridos por MacGregor (1992).

Como referido anteriormente, em Vecchio & Collins (1988), foram apresentados os diagramas *carga-flecha* dos ensaios experimentais. No entanto, não foram vislumbradas diferenças

significativas quando comparados com as curvas de MacGregor (1992), possivelmente devido ao tipo de carregamento adotado, o qual dava origem a flexão significativa.

2.2.2 Cargas de Fissuração

Alguns investigadores como Lopes e Lopes (2012) e Beeby (1995), determinaram expressões que permitem avaliar o momento de fissuração M_{cr} . Através das expressões de Beeby (1995), o Handbook EC2 determina que o valor de M_{cr} pode ser estimado pela Equação (2.3), onde f_{ctm} representa o valor médio da tensão de rotura à tração do betão e W o módulo de flexão bruta, calculado através da largura da secção d e da altura h .

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_c = f_{ctm} \cdot \frac{bh^2}{6} \quad (2.3)$$

Para determinar o valor do esforço transversal de fendilhação V_{cr} , Priestley *et al* (1994) sugeriu a Equação (2.4), onde f_c representa o valor médio da resistência do betão à compressão e A_e é a área da secção transversal.

$$V_{cr} = 0,1 \cdot \sqrt{f_c \cdot A_e} \quad (2.4)$$

No mesmo sentido, Sezen e Moehle (2004) apresentam na Equação (2.5) outra alternativa ao cálculo, sendo V_n a resistência ao esforço transversal.

$$V_c = 0,7 \cdot V_n \quad (2.5)$$

2.2.2.1 Modos de rotura

Para elementos do tipo viga, armados longitudinalmente sem armadura transversal, Ziara (1993) defende que existem vários modos de rotura; por exemplo a rotura diagonal, ou a rotura por flexão. A rotura diagonal é uma combinação entre esforços de corte e momentos. Este tipo de rotura poderá ocorrer em três situações distintas que estão ilustradas na Figura 2.6. O modo (A) dá-se quando a fissura diagonal interseta o ponto crítico da zona de compressão do betão, resultando na divisão do betão de compressão e conseqüentemente na rotura da viga. Normalmente, esta rotura é frágil. Por outro lado, a rotura da viga poderá dar-se dum modo semelhante ao anterior, mas agora aplicado a vigas curtas; modo (B). A fenda derivada dos efeitos de corte propaga-se até à zona de compressão. Podem ainda ocorrer fissuras secundárias de flexão, que se acumulam junto da armadura longitudinal provocando a perda de ligação entre o varão e o betão, levando a viga à rotura. O outro modo de rotura (C), também aplicado a vigas

curtas, acontece quando a fissura diagonal atinge a zona de compressão, sem qualquer sinal de fissuras de flexão, provocando o esmagamento do betão na zona de compressão.



Figura 2.6 - Tipos de rotura para uma viga armada longitudinalmente. (adaptada de Birgisson, 2011)

Para elementos armados à flexão e ao corte, segundo Lopes *et al* (2008), verificaram-se dois tipos de rotura provocados por esforços de corte. Os modos de rotura são: rotura pelas armaduras transversais, representado em (A), e a rotura por escorregamento dos estribos devido à falta de amarração eficaz, reproduzido em (B). Estes tipos de rotura são ilustrados na Figura 2.7.

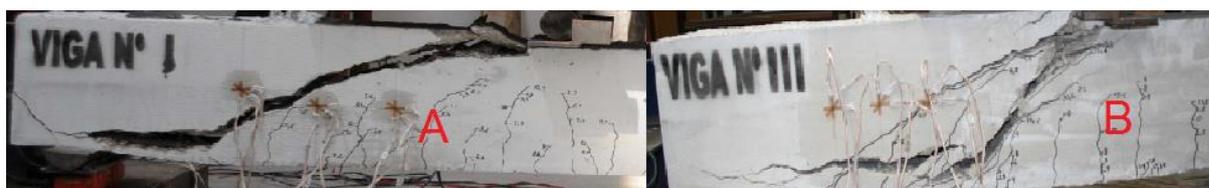


Figura 2.7 - Modos de rotura de vigas com estribos (adaptada de Lopes *et al*, 2008)

2.2.3 Metodologias de cálculo.

Neste ponto são descritas quatro metodologias regulamentares para estimar a resistência ao esforço transverso em vigas com características semelhantes às estudadas no presente trabalho.

2.2.3.1 Eurocódigo 2

Segundo a metodologia adotada pelo EC2, p1-1, 6.2.1 (3), o valor de cálculo do esforço transverso resistente de um elemento sem armadura transversal $V_{Rd,c}$, é determinado através das Equações (2.6) a (2.9), em que: f_{ck} é o valor característico da tensão de rotura à compressão aos 28 dias de idade; A_{st} é a área da armadura de tração; b_w a largura da secção transversal na área tracionada; d a altura útil da secção; A_c é a área da secção transversal de betão; N_{Ed} é o esforço normal da secção devido às ações aplicadas; $\rho_l = A_{st}/(b_w \cdot d)$ é a taxa de armaduras longitudinais; σ_{cp} é a tensão de compressão no betão devida a um esforço normal N_{Ed} ou ao pré-esforço; k_1 é um valor constante. Segundo o EC2, o valor recomendado para $C_{Rd,c}$ é de $0,18/\gamma_c$ e para k_1 é $0,15$. Ainda segundo o EC2, as dimensões serão em mm, as forças em N e as tensões em MPa .

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \\ V_{Rd,c} = (V_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right. \quad (2.6)$$

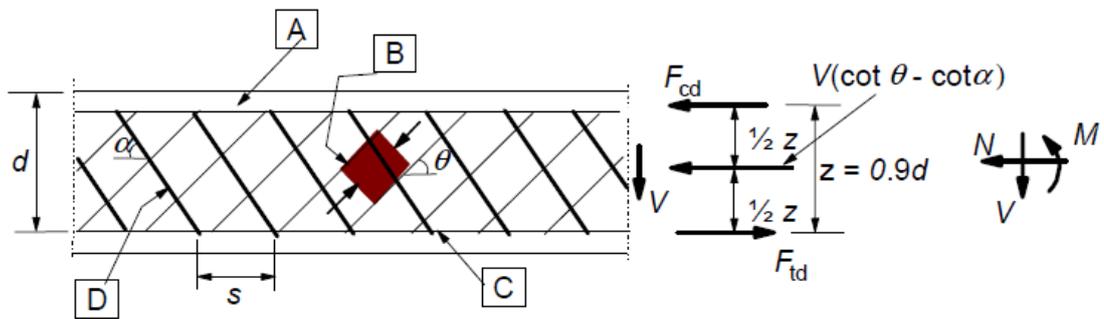
Em que:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (2.7)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \quad (2.8)$$

$$V_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (2.9)$$

Para elementos com armadura de esforço transverso, o EC2 sugere a metodologia baseada no modelo de treliça ilustrado na Figura 2.8. Na figura, α é o ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga; F_{td} é o valor de cálculo da força de tração na armadura longitudinal; F_{cd} é o valor de cálculo da força de compressão no betão na direção do eixo longitudinal do elemento; b_w é a largura da secção entre o banzo tracionado e comprimido; por último o Z é o binário das forças interiores.



[A] - banzo comprimido, [B] - escoras, [C] - banzo tracionado, [D] - armadura de esforço transverso

Figura 2.8 - Modelo de treliça e notações para elementos com armadura de esforço transverso. (EC2, 1992)

O valor de cálculo do esforço transverso resistente é determinado através da Equação (2.10) V_{Rd} é igual ao mínimo valor entre $V_{Rd,s}$ e $V_{Rd,máx}$, no domínio $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$. O valor de V_{Rd} depende da área da secção transversal das armaduras de esforço transverso A_{sw} ; do espaçamento

dos estribos s ; do valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso f_{ywd} ; do coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso v_1 ; e do coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido α_{cw} .

$$V_{Rd}[N] = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \\ ; \\ V_{Rd,máx} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot v_1 \cdot z \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \end{array} \right\} \quad (2.10)$$

Embora não seja referido no EC2, importa adicionar que faz sentido considerar o valor máximo entre $V_{Rd,c}$ e V_{Rd} para qualquer elemento de BA.

2.2.3.2 ACI-318-08

Para vigas sem armadura transversal, o método de cálculo proposto pelo ACI-318-08 equaciona apenas a contribuição do betão e das armaduras longitudinais. São sugeridas duas equações, consoante se pretenda um cálculo mais ou menos rigoroso. A expressão mais detalhada é apresentada pela Equação 2.13, tendo sido esta a escolhida para os cálculos executados posteriormente, onde λ é um coeficiente que depende do tipo de betão, em geral 1 para os betões normais; f'_c representa a tensão de rotura do betão à compressão; ρ_w é a taxa das armaduras longitudinais; V_u o esforço transverso último atuante na secção considerada; M_u o momento fletor último na secção considerada; e b_w a largura da secção transversal. O termo V_u/M_u deverá ter um valor máximo de 1. Já V_c é referido para uma secção a uma distância d , igual a $0,5h$, da carga/apoio.

$$V_c = \left(0,16 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (2.11)$$

O método proposto pelo ACI-318-08, para o cálculo da resistência ao esforço transverso, em vigas com armadura transversal, consiste no somatório da resistência ao corte garantida pelo betão V_c , com a resistência ao corte fornecida pela armadura transversal V_s . O valor resistente é dado pela seguinte Equação 2.12, onde A_v é a área da armadura transversal, s é o espaçamento entre estribos e f_{yt} representa a resistência à tração das armaduras transversais.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \quad (2.12)$$

2.2.3.3 Norma brasileira (ABNT NBR 6118)

As condições fixadas por esta norma para elementos lineares admitem dois modelos de cálculo, pressupondo uma analogia com o modelo treliça e banzos paralelos, associado a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos por uma componente adicional V_c . O Modelo de cálculo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta=45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal da peça e pressupõe que a parcela V_c tenha um valor constante.

Este método determina que a resistência ao corte é o valor mínimo entre o valor da força resistente de cálculo relativamente à rotura das diagonais comprimidas de betão V_{Rd2} e o valor da força resistente de cálculo devido à rotura por tração diagonal V_{Rd3} . O valor de V_{Rd2} é determinado através da Equação 2.13, onde $\alpha_{v2} = (1-f_{ck}/250)$, f_{cd} é a resistência à compressão do betão, b_w é a menor largura da secção e d a altura útil.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.13)$$

O valor de V_{Rd3} corresponde à soma da parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça V_c , com a parcela resistida pela armadura transversal V_{sw} . O valor de V_c é determinado através da Equação 2.14, assumindo que o elemento está sob o efeito de flexão simples, em que f_{ct} é o valor da resistência à tração do betão.

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ct} \cdot b_w \cdot d \quad (2.14)$$

O valor de V_{sw} é determinado através da Equação 2.15, em que f_{ywd} é a tensão na armadura transversal passiva α é o angulo entre a armadura transversal e o eixo longitudinal da peça.

$$V_{sw} = A_{sw}/s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2.15)$$

O Modelo de cálculo II é semelhante ao anterior, apresentando equações alternativas para o cálculo de V_c , V_{sw} e V_{Rd2} . Estas alterações são ilustradas nas Equações 2.16 e 2.17.

$$V_c = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin \theta^2 (\cotg \theta + \cotg \alpha) \quad (2.16)$$

$$V_{sw} = A_{sw}/s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \theta + \cotg \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (2.17)$$

Em flexão simples, V_c assume o mesmo valor que no método anterior, quando o valor de cálculo atuante na viga V_{sd} for inferior a V_{Rd2} . $V_c = 0$ quando $V_{sd} = V_{Rd2}$.

2.2.3.4 Regulamento de Estrutura de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP)

Também, a metodologia adotada pelo REBAP deriva da teoria de treliça de Mörsh, convenientemente corrigida. O valor de cálculo resistente ao esforço transverso é determinado pela soma entre o termo corretor da teoria de Mörsh V_{cd} e o valor da resistência das armaduras de esforço transverso V_{wd} , apresentada pela Equação 2.18.

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} \quad (2.18)$$

Segundo o REBAP o valor de V_{cd} é determinado através da Equação 2.19, onde b_w é a largura da secção transversal, d é a altura útil e τ_1 é a tensão avaliada em função das classes do betão (Quadro IV do REBAP).

$$V_{cd} = \tau_1 \cdot b_w \cdot d \quad (2.19)$$

O valor de V_{wd} é determinado através da Equação 2.20, em que A_{sw} é a área da armadura de esforço transverso; s é o espaçamento entre estribos; f_{syd} é o valor de cálculo da tensão de cedência do aço à tração; e α é o ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso com o eixo longitudinal da peça.

$$V_{wd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{syd} \cdot (1 + \cotg \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (2.20)$$

O valor de cálculo resistente ao esforço transverso deverá satisfazer a condição apresentada pela Equação (2.21), onde o valor de τ_2 , tabelado no REBAP, dependerá novamente da classe do betão.

$$V_{cd} = \tau_2 \cdot b_w \cdot d \quad (2.21)$$

2.2.3.5 Ponto de cedência e ponto de carga máxima.

Neste trabalho pretende-se determinar os pontos de cedência e de carga máxima através das normas referidas anteriormente, para que se torne possível a comparação com os resultados experimentais obtidos. Para isso, não tendo o objetivo de dimensionar os elementos, assumiram-se os valores médios correspondentes à resistência do betão e das armaduras utilizadas. Estes valores proporcionaram uma adequada comparação, partindo do pressuposto que as normas de cálculo garantem valores fiáveis nestas condições. No ponto de cedência das

armaduras transversais, deve utilizar-se o valor médio da tensão de cedência à tração do aço f_{sym} . No ponto de carga máxima utiliza-se o valor médio da tensão de rotura à tração das armaduras f_{syu} .

Outros valores como o módulo de elasticidade do betão E_{cm} , ou o valor médio da tensão resistente do betão à tração f_{cm} , foram obtidos em conformidade com o EC2 (Norma NP EN1992:1-1).

2.2.4 Análise não-linear

Recorrendo a dois programas numéricos de análise não linear, desenvolvidos por investigadores do DEC, Lopes et, al. (2013) e Ribeiro (2008), foi executada uma análise não linear ANL teórica dos modelos ensaiados experimentalmente. O objetivo consistiu em analisar e comparar os resultados obtidos experimentalmente. Ribeiro (2008) explica os critérios de convergência destes programas, assim como os seus algoritmos base de funcionamento.

Um dos programas, o programa momento-curvatura baseia-se no princípio da “conservação das secções planas” enunciado por Dias da Silva (2004). Este programa aplica-se a elementos de BA, com secções transversais retangulares e constantes ao longo do comprimento da viga. O programa permite definir a evolução dos momentos fletores para curvaturas crescentes, para além de obter outros parâmetros tais como; forças no aço, extensões, tensões e a posição do eixo neutro em função da curvatura.

O segundo programa usa um modelo de elementos finitos formulados com base na teoria de Timoshenko, permitindo equacionar o comportamento de uma viga sujeita a um carregamento incremental. Este permite avaliar as deformações ao longo do carregamento. Para a determinação dos deslocamentos, considera-se essencialmente o efeito do momento fletor, uma vez que, após fissuração, é desprezável a componente relativa ao esforço transverso considerada no elemento finito de Timoshenko. Este aspeto constitui um bom referencial para a medição dos deslocamentos provocados pelo esforço transversal após fissuração.

Ambos os programas requerem a inserção de dados com as características dos elementos em estudo. Os parâmetros responsáveis pela definição da curva momento-curvatura são: as características geométricas da secção, a quantidade e posição das armaduras longitudinais, assim como, as características dos materiais. No caso do Betão, estas foram estimadas através das metodologias sugeridas pelo EC2, a partir dos valores de f_{cm} conhecidos através do ensaio dos cubos à compressão. O mesmo processo foi usado para o Aço. Os dados do programa ANL são: os resultados do programa momento-curvatura, a malha de elementos finitos adotada, as condições fronteira e o carregamento.

3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

O objetivo neste capítulo consiste em descrever todos os procedimentos necessários à construção dos provetes e da metodologia de ensaio a aplicar de modo a concretizar os objetivos explicitados no Capítulo 1.

Importa recordar que o objetivo central do presente trabalho consiste em avaliar experimentalmente a resistência de elementos de betão armado quando sujeitos a esforços transversos. Tal como se vai explicando ao longo deste capítulo, a procura exaustiva pelo modelo que melhor se adequa a este objetivo não é fácil.

Em primeiro lugar, não é possível, do ponto de vista mecânico, isolar o esforço transverso num elemento sujeito a um determinado carregamento. Portanto, um dos objetivos secundários consistiu em tentar contornar os efeitos dos esforços de flexão e em eliminar tanto quanto possível os esforços axiais num contexto de um ensaio de uma estrutura analisada num plano; o vertical.

Em segundo lugar, importa considerar as dificuldades laboratoriais, nomeadamente a falta de disponibilidade de recursos humanos e condições logísticas do Laboratório de Estruturas, Mecânica Estrutural e Construções (LEMEC).

3.1 Conceção dos Modelos

A construção dos provetes e o esquema de ensaio foram pensados de modo a enquadrarem-se no espaço disponibilizado pelo LEMEC, maximizando os recursos disponíveis. Por exemplo, reduziram-se as dimensões dos provetes a uma escala exequível e de fácil manuseamento. Consequentemente, ponderou-se a construção de 5 vigas diferenciadas pela quantidade de armadura de esforço transverso e fortemente armadas longitudinalmente. O parâmetro correspondente à armadura de corte concretiza o objetivo do trabalho; o reforço longitudinal evita consequências ao nível dos esforços de flexão. Atendendo às dificuldades supracitadas, considerou-se para o tipo e dimensões da zona de estudo, uma viga com 45 cm de comprimento e uma secção transversal com 10 cm de base e 15 cm de altura. Estas dimensões de secção já foram utilizadas noutros trabalhos de investigação (Matos et al,2010) e (Ribeiro, 2014). O material de preenchimento projetado para a construção das vigas foi uma argamassa, com resistência próxima de 40MPa, uma vez que, por um lado, as britas disponíveis não eram compatíveis com o recobrimento adotado, e por outro lado, a resistência adaptada corresponde ao mínimo valor dos betões a utilizar na prática.

Neste ponto interessa olhar para o esquema de ensaio de modo a completar o dimensionamento do provete. Assim, tendo como principal objetivo estudar o comportamento de elementos sujeitos a esforço transverso, mostrou-se conveniente encontrar uma solução que permitisse isolar, dentro do exequível, o esforço transverso, de modo a poder estudá-lo o mais apropriadamente possível. O esquema de ensaio adotado, representado na Figura 3.1 e Figura 3.2, sujeita a viga do provete a uma ação de corte constante, com momento fletor máximo nas extremidades e nulo a meio vão, como se pode constatar nos diagramas de esforços apresentados na Figura 3.3. Para tal, a ação foi transmitida à viga através de um esquema antissimétrico.

Solidariamente com a viga foram construídos dois maciços, um em cada extremidade, nos quais foram anexados elementos metálicos “quase indeformáveis”; um responsável pelo apoio do esquema de ensaio, designado por pilar e viga do apoio, e outro pela transmissão da ação, designado por pilar e viga do apoio. A ligação dos maciços aos perfis metálicos HEB 300 teve em consideração a furação específica nos banzos; furos de 2,5 cm numa quadrícula de 16 cm*16 cm. Neste caso, a furação correspondeu aos vértices de um retângulo de 16 cm de largura por 32 cm de altura. A ligação dos maciços da viga aos perfis metálicos foi realizada utilizando varões roscados de 16mm na parte tracionada e de 10 mm na parte comprimida dos maciços, tal como se ilustra na Figura 3.4. No planeamento do esquema de ensaio foi confirmado que as tensões de cedência dos perfis metálicos nunca seriam atingidas e os maciços foram dimensionados para uma carga de pelo menos 2 vezes a da viga. Por conseguinte, os maciços foram construídos com 48 cm de altura, 20 cm de espessura, 30 cm de largura e quatro furos. Para além disso, foram armados com varões $\phi 10$ e $\phi 12$ em ambas as faces, com um recobrimento na ordem dos 2 cm.

A ação P é aplicada na viga superior ligada ao atuador, e foi posicionada sobre a linha perpendicular que intersecta o meio vão da viga. Repare-se que os braços entre os apoios e a linha de ação da carga são distintos para o Apoio A e B, resultando numa absorção de carga para o Apoio A de aproximadamente 60% de P. Os restantes cerca 40% da carga P serão absorvidos pelo Apoio B. Esta diferenciação, que não afetam os resultados, resultou das condições disponíveis no Laboratório.

Para melhor precessão do ensaio é apresentada na Figura 3.1 uma perspetiva real do ensaio e na Figura 3.5 a vista Frontal e planta dos provetes, com as respetivas cotações.



Figura 3.1 - Perpetiva real do ensaio.

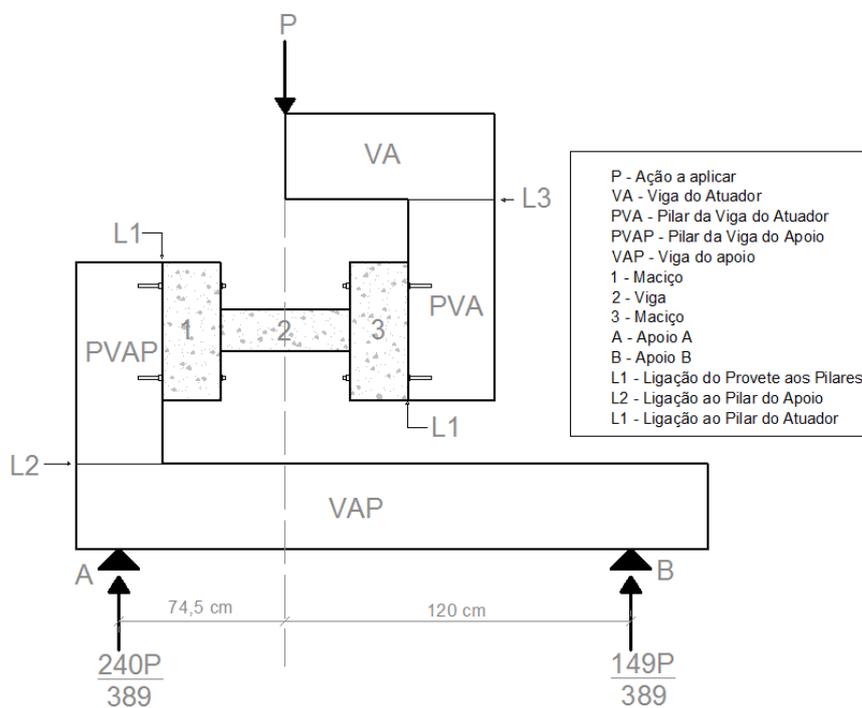


Figura 3.2 - Vista frontal do esquema de ensaio.

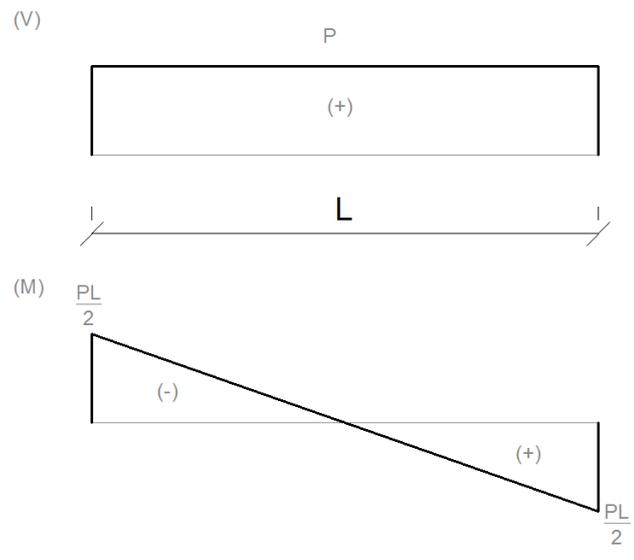


Figura 3.3 - Diagramas de esforços nos provetes.



Figura 3.4 - Perspetiva do provete ligado ao pilar do apoio.

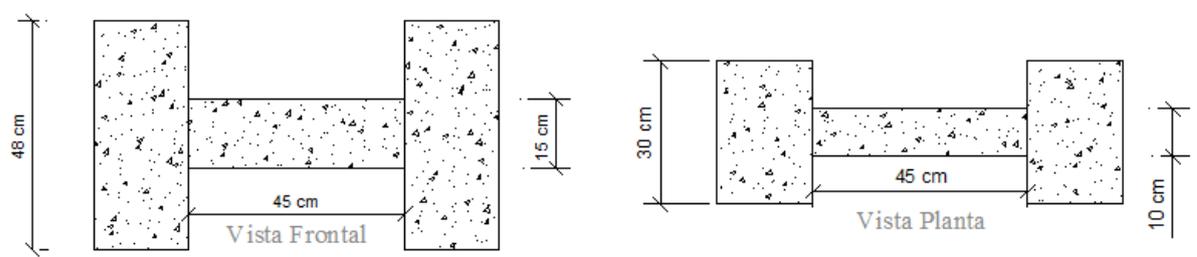


Figura 3.5 - Vista frontal e a planta dos provetes

Tal como referido anteriormente, os 5 provetes de argamassa variam na quantidade de armadura de esforço transversal na zona da viga, de acordo com o exposto no Quadro 3.1. Neste caso foi adotada uma armadura longitudinal de tração A_s , igual à de compressão A'_s , constituída por $4\phi 10$ do aço tipo A400NR, correspondendo a uma taxa de armadura longitudinal $\rho \approx 2\%$. Neste contexto, face às dimensões apresentadas, o recobrimento adotado para as vigas não deveria ser superior a 1cm, e portanto estava vedada a utilização do BA convencional; daí o recurso à argamassa.

Quadro 3.1 - Dimensões e características das armaduras transversais dos provetes.

Provete	ϕ (mm)	s(mm)	Nº Estribos	Ramos	ρ_w [%]
1	4	70	7	2	0,117
2	4	100	5	2	0,084
3	4	150	3	2	0,050
4	4	200	3	2	0,050
5	-	-	-	-	0,00

Os provetes foram construídos com o máximo rigor permitido pelas condições disponíveis, dando especial atenção ao cumprimento das medidas estipuladas para a viga. As imperfeições foram inferiores a 1mm.

Nesta fase do trabalho, perspectivavam-se valores para a resistência da argamassa na ordem dos 40 Mpa e aços de classe resistência 400 Mpa . A rotura do provete iria ocorrer por rompimento das armaduras de transversais, correspondente a uma rotura por esforço transversal.

3.2 Materiais

Ao longo de todo o trabalho prevaleceu a preocupação de quais seriam os materiais que melhor se adequavam às exigências requeridas, não só a níveis construtivos como ambientais. Tentou-se também, minimizar ao máximo o custo e o desperdício do material fazendo, quando possível, reaproveitamento do material utilizado. Sempre que possível, toda a concretização dos materiais foi efetuada no Laboratório de Estruturas, Mecânica Estrutural e Construções (LEMEC).

3.2.1 Armaduras

Os varões foram comprados localmente com comprimento de 6 m. Toda a execução incluindo corte, dobragem e amarração foi executada manualmente no LEMEC. Algumas dobragens de

varões $\phi 12$ foram executadas com o auxílio da máquina de cortar e dobrar. Privilegiou-se ao máximo o rigor no corte, na dobragem e na amarração, principalmente na zona em estudo, garantindo simetria longitudinal das armaduras e a total uniformidade das mesmas. Os estribos foram construídos e amarrados com todo o rigor possível, tentando garantir-se que todos ficariam com as mesmas dimensões e que cumpriam os espaçamentos estipulados. O lado do fecho dos estribos foi colocado alternadamente entre as faces superior e inferior da viga, garantindo maior uniformidade. Os diâmetros utilizados foram o $\phi 12$, 10 e 6 mm, para os maciços e $\phi 10$ e 4 para as vigas. A título de exemplo apresenta-se na Figura 3.6 a armadura correspondente ao Provete 2.



Figura 3.6 - Perspetiva da armadura do provete 2.

3.2.2 Cofragem

De modo a não existir um desperdício excessivo de material, os provetes foram construídos visando o reaproveitamento das placas de cofragem, o que obrigou à adoção de alguns cuidados e preservação das placas de cofragem. Por conseguinte, foram construídos 3 Moldes de cofragens iguais, para a construção dos 5 provetes em 2 etapas. Na Figura 3.7 é apresentado um modelo de cofragem construído. Para a realização dos moldes foram utilizadas placas de aglomerado de madeira revestidas com termolaminado branco e com 16 mm de espessura. A principal razão pela escolha deste material deriva da sua fraca aderência à argamassa utilizada evitando o uso de descofrante, que caso entrasse em contacto com as armaduras afetaria o seu desempenho. A fácil trabalhabilidade do material garantiu o corte, furação, polimento assim como outros aspetos importantes para a realização da cofragem dos provetes. A junção das placas de cofragem foi executada através de parafusos o que facilitava a desmoldagem e reutilização. As distâncias foram garantidas com o auxílio de elementos de madeira, obtendo-se a imobilização das placas e o confinamento necessário exigidos pela betonagem dos provetes. Os furos de $2,5$ cm foram realizados utilizando tubo rígido PVC VD25 3M. Colocou-se fita-cola nas extremidades das placas que contactassem diretamente com água e todas as arestas

foram seladas com Mastic, o que proporcionou uma adequada impermeabilização, imprescindível no reaproveitamento da cofragem. Estava prevista a reutilização dos tubos de PVC; contudo não foi possível devido à sua aderência à argamassa. O recobrimento das armaduras foi garantido recorrendo a pequenos pedaços de varão $\phi 10$, distribuídos ao longo da armadura. Desconhecendo melhor solução, a betonagem do provete foi executada com o provete “ao alto”, na posição representada na Figura 3.7, o que dificultou muito esse processo, suscitando inclusive possíveis imperfeições nos provetes. Este especto deveria ter sido melhor planeado.



Figura 3.7 - Perspetiva do modelo de cofragem dos provetes.

3.2.3 Cimento Portland Normal

O ligante hidráulico utilizado neste trabalho e fornecido pela empresa CIMPOR, foi o Cimento Portland Normal CEM I 42,5R, que segundo as especificações apresentadas pela empresa produtora é constituído, na sua maioria, por 61,5% de Óxido de Cálcio (CaO) e 21% de Dióxido de Silício.

3.2.4 Areia

A areia utilizada foi fornecida pelo Laboratório de Geotecnia e foi recolhida junto ao nó da autoestrada A14 na zona de Souselas. Este material já foi utilizado por várias ocasiões em trabalhos realizados no DEC. É um material relativamente rolado e é composto por cerca de 85,16% de SiO_2 , 6,67% de Al_2O_3 e 4,79% de K_2O . Na Figura 3.8 pode observar-se a curva granulométrica do material. Repare-se que a dimensão da maior parte dos grãos de areia, está entre 0,1 mm e 0,9 mm.

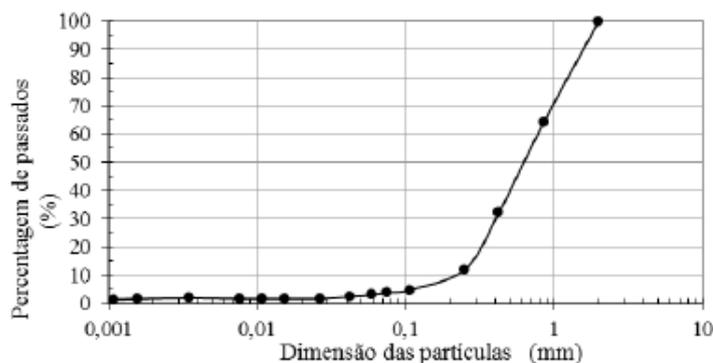


Figura 3.8 - Curva granulométrica da areia. (adotada de Pereira, J. 2013)

3.3 Composição das Misturas.

3.3.1 Argamassa de Cimento Portland.

A produção da argamassa realizou-se no LEMEC utilizando-se para o efeito a betoneira de eixo vertical cuja capacidade é de 180 litros. Como referido anteriormente, porque só existiam três modelos de cofragem, a realização da betonagem dos 5 provetes ocorreu em dois dias diferentes. A betonagem foi feita em paralelo com provetes referentes a outra dissertação, que necessitava de provetes com as mesmas dimensões. A primeira betonagem foi executada no dia 10 de Março de 2015, num total de 6 amassaduras, com um traço em peso de 1:3,3 (cimento:areia) e uma relação água/cimento=0,45. Foi também adicionado à mistura plastificante *SikaViscocrete 20HE* na quantidade de 0,9% do peso de cimento. Durante a realização da primeira betonagem verificou-se que a argamassa estava demasiada consistente, o que dificultou o processo de betonagem e de vibração. De modo a facilitar estes processos, alteraram-se os traços da mistura na segunda betonagem, obtendo uma argamassa mais líquida e com melhor trabalhabilidade. Portanto, a 2ª betonagem, realizada ao dia 25 de Março de 2015, fez um total de 4 amassaduras ao traço em peso de 1:3,3 (cimento:areia), com uma relação água/cimento=0,475 e com superplastificante na quantidade de 1,2% do peso do cimento. No Quadro 3.2 são apresentadas as quantidades totais de argamassa realizadas no dia 10 e no dia 25 de Março de 2015.

Quadro 3.2 - Composição das argamassas CP.

Betonagem	Nº Amassaduras	Cimento (Kg)	Areia (Kg)	Água (Kg)	Plastificante (Kg)
1ª (10/03/2015)	6	240	793,2	108	2,16
2ª (25/03/2015)	4	160	528,8	76	1,84

3.3.2 Mistura de metacaulino.

Para este trabalho a mistura de metacaulino serviu apenas como material de reparação de alguns provetes com defeitos construtivos, derivado do processo de betonagem adotado, que se revelou difícil. Após a descofragem dos Provetes 3 ($s=15$) e 5 (sem estribos), observou-se que estes continham anomalias consideráveis ao nível da viga e dos maciços, respetivamente. No Capítulo 4, estas anomalias são ilustradas e abordadas mais pormenorizadamente. A utilização deste material justifica-se pela sua, aparente, boa aderência à argamassa depois de seca. A composição de cada mistura realizada é apresentada no Quadro 3.3. Este tipo de misturas tem vindo a ser desenvolvida por diversos trabalhos realizados no LEMEC, como por exemplo Guerra (2014) e Oliveira (2014). Esta mistura tem como ligante o metacaulino, neste caso o castanho, comercializado pela “ARGECO”, e como agregado a areia. O ativador composto resultou da mistura de Silicato de Sódio (Na_2SiO_3) e de Hidróxido de Sódio ($NaOH$).

Os provetes foram reparados no dia 10 de Abril de 2015. Para o efeito foram realizadas 10 misturas.

Quadro 3.3 – Composição da mistura metacaulino.

Metacaulino [kg]	Areia [kg]	NaOH [kg]	Na_2SiO_3 [kg]
1,000	1,875	0,300	0,600

3.4 Ensaio dos materiais

3.4.1 Argamassa CP

Para avaliar a resistência média à compressão das argamassas f_{cm} , foram submetidos a ensaios de compressão os 19 cubos com 15 cm de aresta, betonados nos dias 10/03/2015 e 25/03/2015, referentes à 1ª e 2ª amassadura, respetivamente. O primeiro ensaio foi realizado no dia 4 de Junho de 2015, 84 dias após do fabrico dos cubos; o último ensaio foi realizado no dia 9 de Junho de 2015. No Quadro 3.4 apresenta-se os valores médios obtidos em cada dia de ensaio, assim como o número de provetes ensaiados por dia. Estes ensaios têm como objetivo ajustar a resistência média do material a uma curva ao longo do tempo de modo a poder-se prever qual a resistência a cada dia de ensaio. Devido à incapacidade do LEMEC na disponibilização de condições e recursos para realização dos ensaios num período de 40 dias após a betonagem, este objetivo não foi cumprido. As curvas logarítmicas sugeridas por Neville (1973), que preveem a resistência do betão a curto prazo, não se adequam a ensaios realizados 80 dias após a betonagem. O mesmo acontece com a metodologia sugerida pela EN1992-1-1, aliás, esta metodologia só se aplica para tempos iguais ou superiores a 28 dias. Por conseguinte, as resistências médias à compressão das argamassas equivalem ao valor médio dos resultados obtidos em todos os dias de ensaio, resultando em $f_{cm}=44.6Mpa$, para a 1ª amassadura e $f_{cm}=50.4Mpa$, para a 2ª amassadura. No Quadro 3.4 apresentam-se os resultados dos ensaios de compressão das argamassas para cubos e 15 cm de aresta.

Quadro 3.4 - Resultados dos ensaios de compressão das argamassas.

Amassadura	Data	Idade [dias]	Nº de Provetes	f_{cm} [Mpa](dia)
1 ^a	04/06/2015	84	3	43,53
	08/06/2015	88	2	41,5
	15/06/2015	95	2	49,3
2 ^a	08/06/2015	88	4	51,02
	15/06/2015	95	8	50,12

Tendo em consideração a classificação regulamentar para os betões, conclui-se que as argamassas são de classes *C25/30* e *30/37*, respetivamente à 1^a e 2^a amassadura. Como referido anteriormente, os outros parâmetros das propriedades da argamassa, tais como o valor médio do módulo de elasticidade E_{cm} e o valor médio da tensão resistente à tração f_{ctm} , foram obtidos em conformidade com o proposto no EC2.

3.4.2 Aço

Tendo como objetivo verificar a resistência do aço, nas armaduras transversais e longitudinais, foram efetuados ensaios de tração, de acordo com a norma EN NP10002-1 e com recurso à máquina Servosis série *ME-402*. Os provetes foram cortados com cerca de 36 cm; ficando 20 cm de intervalo entre as garras do atuador. Ensaíram-se 4 amostras para cada diâmetro. O ensaio foi programado em duas etapas: na primeira foi aplicada uma deformação à velocidade de 0,06mm/s, até 1,4mm; depois disso, a velocidade da ação era alterada para 0,6mm/s. O Quadro 3.5 apresenta o valor médio da tensão de cedência à tração f_{sym} , o valor da tensão resistente f_{sum} , e o valor da extensão na rotura ϵ_{su} , para os diâmetros utilizados. Verificou-se que os aços ϕ 4 e ϕ 10 são do tipo *A600ER* e *A400NR*, respetivamente. Importa realçar os reduzidos valores apurados para ϵ_{su} . Estes valores correspondem à extensão média nos provetes de 200mm. De referir que os valores das extensões dos gráficos foram avaliados com base no registo das deformações aplicadas e do valor médio espectável para o módulo de elasticidade dos aços $E_{sm}=200$ GPa. Para além disso, no caso do aço $\phi=4$ mm, por incoerência física, o valor de f_{sym} foi avaliado na extensão 0,1%, e não na extensão convencional de proporcionalidade de 0,2%.

Quadro 3.5 - Características dos aços.

ϕ	f_{ym} [Mpa]	f_{sum} [Mpa]	ϵ_{su} [%]
4	613	619	0,46%
10	465	595	2,5%

3.5 Montagem e execução

Como referido anteriormente, a conceção de todos os provetes foi realizada no LEMEC. A realização das cofragens e das armaduras dos provetes, juntamente com a montagem do “layout” foram os processos mais demorados e fisicamente mais exigentes. Todos os processos obrigaram à aprendizagem de várias técnicas de execução e de manuseamento de máquinas auxiliares, por exemplo: a máquina rebarbadora, a serra circular, a serra tico-tico, a serra de bancada, a parafusadora, o berbequim, a máquina de dobragem de ferro, a ponte rolante, o datalogger, o atuador de carga, entre outros.

A realização da cofragem, assim como a construção das armaduras dos provetes iniciaram-se no desfecho do mês de Novembro de 2014 e estenderam-se até ao início do mês de Março de 2015

No dia 10 de Março de 2015 foram betonados os *Provetes 1, 4 e 5*, sendo descofrados 8 dias depois. No mesmo dia foram produzidos 8 cubos com 15 cm de aresta, cumprindo as dimensões normalizadas, para futuros ensaios à compressão.

No dia 25 de Março de 2015 foram betonados os restantes *Provetes, 3 e 4*, descofrados 10 dias depois. Juntamente foram construídos 11 cubos com 15 cm de aresta, para posteriores ensaios à compressão.

Importa referir, que todos os provetes e cubos foram humedecidos durante a fase de secagem, de modo a obter uma boa cura e, conseqüentemente, adequado endurecimento do material.

3.6 Esquema e programação de ensaio

O esquema do ensaio programado é um esquema de sentido único, desde o atuador, em cima, até aos apoios colocados na base. Assim, a ação foi imposta recorrendo a um atuador eletromagnético acoplado a um pórtico metálico fixo na laje do laboratório LEMEC. Ao atuador encontrava-se ligada uma viga metálica denominada “viga do atuador”, tal como representado na Figura 3.2. Este perfil assegura que a ação é imposta a meio vão do provete. Executar esta ligação tornou-se indispensável para segurança do ensaio, visto que, no caso de rotura do provete, o “layout” não se poderia desmoronar. Na “viga do atuador” ligou-se, perpendicularmente, um perfil metálico HEB 300, o pilar do atuador, o qual transmitia a ação ao Provete. Passando o provete, encontrava-se o pilar do apoio, constituído também por um perfil metálico HEB 300, o qual se apoiava na viga do apoio, com a mesma secção, mas com maior comprimento. Os apoios foram constituídos com vigas transversais que conferiram o necessário equilíbrio ao plano do esquema de ensaio.

Importa referir que entre os pilares do apoio e do atuador e os maciços do provete foram colocados pedaços de Neoprene nas zonas de compressão, o que evita esmagamentos locais e melhora a transmissão de tensões.

Como referido, a base era constituída por dois perfis metálicos HEB 300, transversais ao plano do esquema principal de ensaio. Um deles tinha um comprimento longitudinal bastante inferior. Estes perfis encontravam-se paralelos entre si e afastados de 1,945 m. O perfil de maior comprimento representou o apoio A (ver Figura 3.2), ficando mais próximo da vertical da ação. O braço criado por este perfil foi essencial para a estabilidade do esquema de ensaio, no seu plano perpendicular.

Com o objetivo de contabilizar o valor das reações de apoio do ensaio foram colocadas 4 células de carga de 10 ton sob os dois perfis da base, a 12 cm das extremidades destes, indicadas na Figura 3.9.

Os deslocamentos horizontais relativos, verticais relativos e rotações relativas entre maciços, foram medidos com base em 4 defletómetros de 25 mm colocados nas cabeças dos maciços, tal como se pode visualizar na Figura 3.9. Para tal criou-se um esquema composto por duas placas metálicas e duas cantoneiras. As placas metálicas serviram de base aos defletómetros, obrigando à imobilização dos mesmos durante todo o ensaio. Estas foram ligadas no topo superior de um maciço e no inferior do outro. Relativamente a estas, as cantoneiras foram fixadas nos topos opostos dos maciços e serviram para representar os deslocamentos dos mesmos. Os defletómetros estavam em contacto com as cantoneiras registando todos os seus movimentos. Na Figura 3.9 pode visualizar-se o esquema indicado com a numeração dos defletómetros. Os defletómetros 1 e 3 registam os valores dos deslocamentos horizontais relativos, enquanto o 2 e 4 os verticais relativos entre maciços, respetivamente no topo e na base do provete.

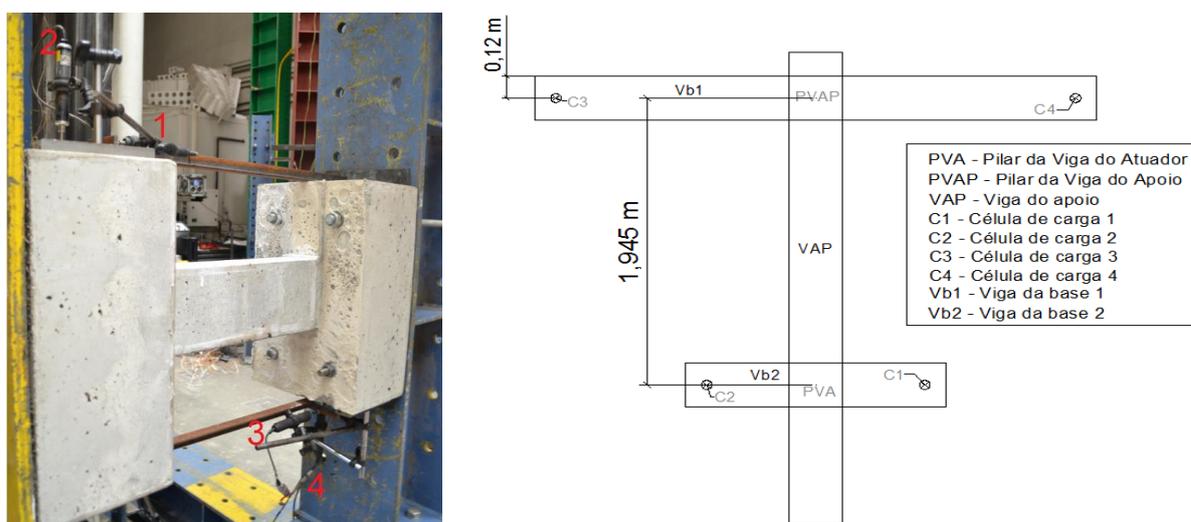


Figura 3.9 – Perspetiva e planta do esquema de ensaio, numeração dos defletómetros e das células de carga.

4 RESULTADOS

No presente capítulo apresentam-se, para cada provete ensaiado, os resultados obtidos experimentalmente. São apresentadas e justificadas todas as decisões tomadas, incluindo toda a compreensão e análise dos resultados obtidos. São também recordados, para compreensão e análise dos resultados, a cronologia da execução e as características dos provetes, as condições de ensaio, assim como, outros aspetos relevantes.

O único parâmetro previsto variar é quantidade de armadura transversal. De facto, as dimensões dos provetes e as restantes quantidades de armadura fizeram-se coincidir de provete para provete, dentro daquilo que foi possível executar. Para além disso, importa salientar que o comportamento do betão não foi constante de ensaio para ensaio; desde logo porque foram realizadas duas misturas com ligeiras diferenças, e por outro lado porque os ensaios não foram todos realizados no mesmo dia.

4.1 Aspetos Comuns

Como referido, o objetivo deste capítulo consiste na apresentação e análise dos resultados apurados nos ensaios dos provetes indicados no capítulo anterior. Em geral, entre outros fatores, o comportamento de uma estrutura de *BA* varia em função das suas dimensões, dos materiais utilizados na sua construção, da idade do betão e do carregamento imposto. Tendo em conta estas variabilidades, para efetuar a análise destas estruturas adotam-se metodologias baseadas na comparação de valores característicos do comportamento, por exemplo: cargas de fissuração, cargas de cedência, cargas máximas, valores da rigidez dos diferentes estados, etc.

Neste caso, a apresentação e a análise do diagrama que relaciona a carga total aplicada P e os deslocamentos relativos verticais d_v constitui a base da análise e comparação de resultados, sendo também a sua compreensão, um dos principais objetivos desta dissertação. A carga P resulta da soma de todas as cargas medidas nas 4 células de carga indicadas na Figura 3.9, e o deslocamento relativo vertical d_v foi avaliado pela média dos deslocamentos verticais d_{v1} e d_{v2} . A relação entre o carregamento P e o deslocamento horizontal d_h , assim como, entre o carregamento P e a rotação θ relativa dos maciços do provete serão também apresentadas e analisadas neste capítulo.

Na programação do *layout*, a ligação dos provetes ao pilar que liga ao atuador constituiria a última tarefa, designada por “*fecho do layout*”, a realizar imediatamente antes de carregar o

provete. Esta tarefa até seria realizada depois do zero das leituras. De qualquer modo, o “*fecho do layout*” introduz esforços e deslocamentos iniciais que não podem ser ignorados. De facto, não são nulos os deslocamentos iniciais relativos verticais d_{v0} e horizontais d_{h0} , nem o carregamento inicial P_0 , nem o momento inicial global M_0 , nem a rotação inicial relativa entre maciços θ_0 . Esta metodologia introduz uma enorme dificuldade; conhecer o ponto inicial dos diagramas $P-d_v$. No que se segue, o zero da carga P foi sempre respeitado.

Assim, os gráficos $P-d_v$ foram corrigidos da forma como é exemplificada na Figura 4.1. A curva a cor cinza representa o tipo de curva registada no “Datalogger”. A laranja representa-se a curva final corrigida. O *ponto X* indica o início da ação imposta pelo atuador. Desde a origem, até esse ponto é visível a influência dos resíduos gerados pelo “*fecho do layout*”. Repare-se, que a fase elástica foi totalmente afetada pelas perturbações impostas, não sendo observado qualquer tipo de linearidade do ponto inicial até ao início da fissuração, representado no ponto P_{cr} . Por vezes, a inclinação correta só foi observada já próxima do ponto de fissuração P_{cr} . A solução adotada passou por corrigir as curvas experimentais, entre a origem e o ponto X, com base nas curvas teóricas fornecidas pelo programa de análise não linear ANL referenciado no Capítulo 2, nas quais se tem confiança para estimar a rigidez e duração da fase elástica. Até ao ponto X, as curvas corrigidas assumem a rigidez calculada pelo programa ANL. A partir daí, os resultados experimentais são transladados de uma determinada quantidade de deslocamento d_v de modo a que a origem seja respeitada.

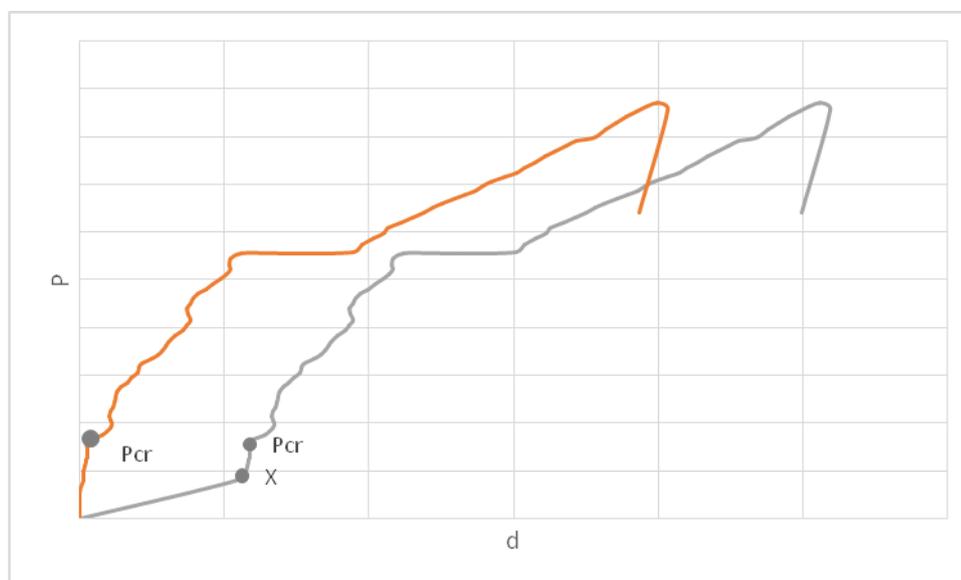


Figura 4.1 - Correção das curvas $P-d_v$.

Na Figura 4.2 e na Figura 4.3 são apresentadas a curva *Teórica 1* e a curva *Teórica 2*, obtidas do programa ANL, correspondentes à 1ª e 2ª amassaduras, respetivamente, em conjunto com os pontos de correção das curvas $P-d_v$ de cada um dos provetes ensaiados. Os parâmetros que variam da 1ª para a 2ª curva teórica correspondem ao valor médio espectável da tensão de rotura

da argamassa à compressão, o valor médio espectável da tensão de rotura da argamassa à tração e o valor médio do módulo de elasticidade da argamassa. Estes valores foram apresentados no Capítulo 3. Na curva *Teórica 1*, o ponto de fissuração verifica-se para $P_{cr} \approx 7,6 \text{ kN}$ e a rigidez da fase elástica vale $K_f \approx 121,5 \text{ kN/mm}$, enquanto que na *Teórica 2* $P_{cr} \approx 8 \text{ kN}$ e $K_f \approx 122,5 \text{ kN/mm}$. O momento de crítico de fissuração toma a valor de $M_{cr1} \approx 1,71 \text{ kN.m}$ e $M_{cr2} \approx 1,85 \text{ kN.m}$. Devido a outras perturbações não identificadas, no caso do Provete 3 não foi possível observar o ponto de fissuração no gráfico. Neste caso, o ponto de fissuração assumiu o valor teórico.

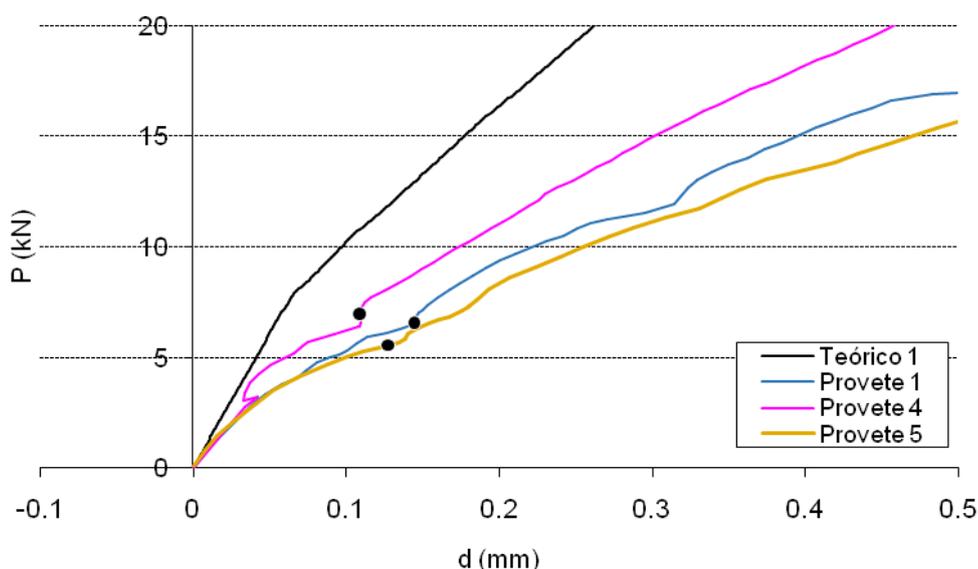


Figura 4.2 - Correção das curvas $P-d_v$ da primeira amassadura.

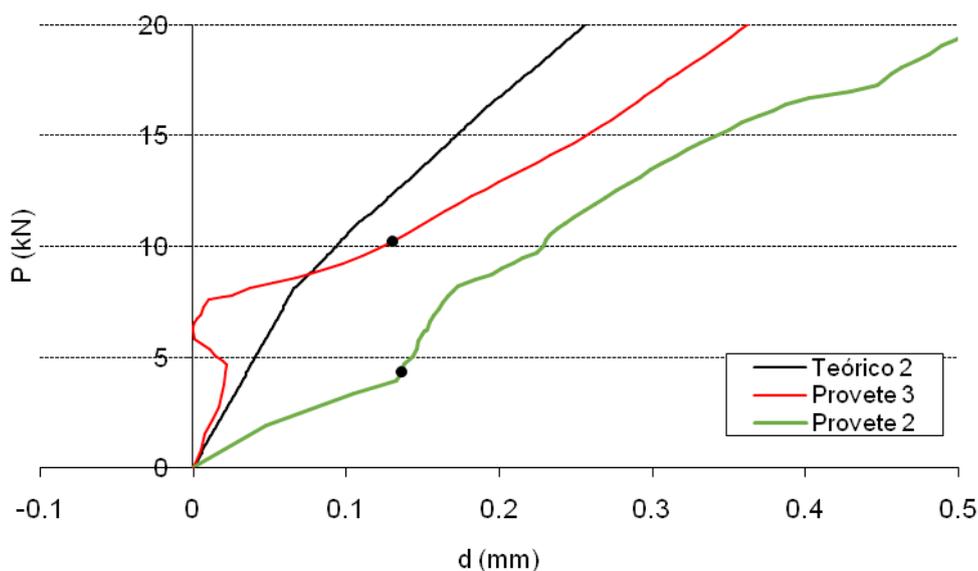


Figura 4.3 - Correção das curvas $P-d_v$ da segunda amassadura.

Este problema, introduzido pelos resíduos iniciais, resultou no desconhecimento na realização deste tipo de ensaios. De facto, deveria ter-se aliviado inicialmente a acção de modo a garantir o registo dos zeros da carga e do deslocamento d_v . Contudo, é espectável que o aperto não transmita carga suficiente para provocar o início da fissuração do provete.

Na Figura 4.4 é apresentado o diagrama $P-d_v$ tipo. Repare-se que neste diagrama são observados novos estados de comportamento que não eram vislumbrados no diagrama de MacGregor (1992). Considerando as condições anteriormente referidas, define-se o Estado I, correspondente à primeira fase do ensaio. Esta apresenta um valor de rigidez K_I , calculada pelo processo acima descrito, estendendo-se desde o início do gráfico até ao ponto de fissuração P_{cr} . Este ponto simboliza o aparecimento da 1ª fissura de flexão. O Estado II inicia-se no ponto de fissuração, e engloba três fases com valores de rigidez distintas, K_{II} , K_{III} e K_{IV} , terminando no ponto de cedência das armaduras transversais P_y . A passagem da rigidez K_{II} para K_{III} resulta do aparecimento da segunda fissura de flexão e é referenciado graficamente pelo ponto A. A passagem da rigidez K_{III} para K_{IV} é caracterizada pelo aparecimento das fissuras de esforço transversal, indicadas no gráfico pela letra B, no qual se nota também o aparecimento de um patamar de plastificação, resultando, por vezes, numa eventual descarga devido à fratura da argamassa nas fissuras diagonais. O Estado III com início na plastificação das armaduras, passa pelo ponto de máxima carga P_{max} e finaliza quando a carga decresce atingindo o colapso, ou a carga última P_{ult} , a cerca de 85% do $P_{máx}$. A amplitude de deformação deste estado caracteriza a ductilidade da viga.

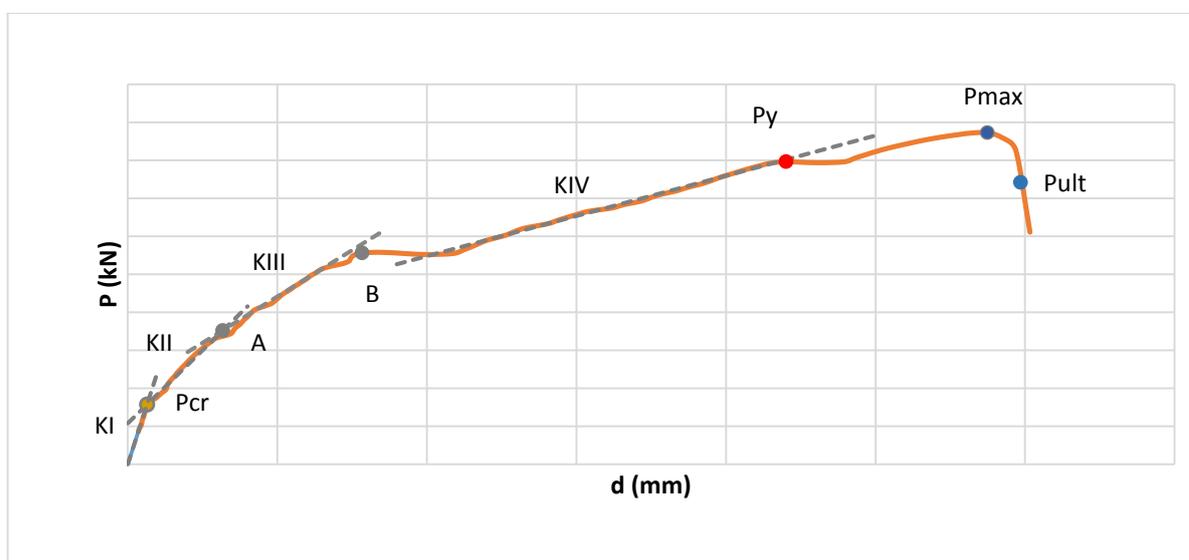


Figura 4.4 - Diagrama $P-d_v$ tipo.

Como anteriormente referido, neste capítulo são também apresentados e analisados os diagramas $P-d_h$ e $P-\theta$ imprescindíveis para a compreensão e visualização dos resíduos impostos

pelo “*fecho do layout*” imediatamente antes do início do ensaio. Os valores do deslocamento horizontal foram obtidos avaliando a média dos valores registados nos defletómetros horizontais. Por sua vez, as rotações foram avaliadas tendo em conta o braço dos defletómetros horizontais.

O colapso de todos os provetes foi provocado pela rotura das armaduras de esforço transverso, semelhantes às roturas do tipo A observadas no estudo de Lopes et al, (2008). O ponto correspondente P_{ult} foi estimado quando a carga atuante atinge um valor de 15% do valor máximo, como referido anteriormente.

Relativamente à fissuração, são apresentadas as evoluções das fissuras de flexão e de esforço transverso assim como a carga aquando da sua leitura. Importa referir que as cargas indicadas podem não corresponder à carga efetiva, uma vez que estes valores corresponderam às leituras visíveis do atuador. As fissuras correspondentes à carga de fissuração nunca foram vislumbradas nas vigas. Provavelmente, estas fissuras formaram-se na ligação viga-macício, a posição do maior momento fletor, o que impossibilitou a sua observação e medição. Recorrendo ao programa de elementos finitos SAP 2000, é possível confirmar a localização destas fissuras nas posições indicadas, como se pode observar na Figura 4.5. Porém, o valor da carga de fissuração obtido é cerca de 60% do valor estimado através do programa de ANL e do observado experimentalmente. Com o auxílio do programa SAP 2000 e admitindo o valor da tensão resistente à tração nos extremos superior e inferior da viga, o carregamento vale cerca de $P \approx 4,7 \text{ kN}$.

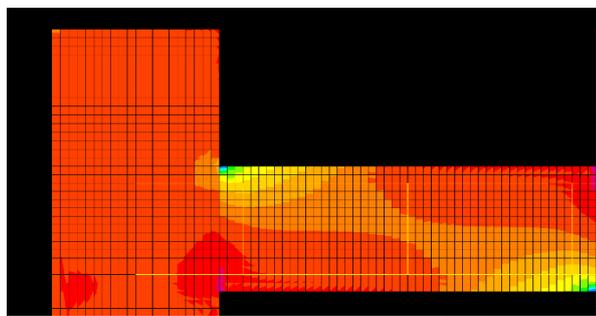


Figura 4.5 – Mapa de tensões.

É também de referir que surgiram alguns tipos de fissuração anexa, principalmente nos maciços do provete, não apresentando carácter relevante, pelo que foram ignoradas.

4.2 Proвете 1

Os ensaios iniciaram-se com o *Proвете 1*. Este provete foi betonado no dia 10 de Março de 2015 e ensaiado após 81 dias, no dia 4 de junho de 2015. Este provete foi construído utilizando estribos E2R ϕ 4//0,07, a que corresponde uma taxa de armadura de esforço transverso de

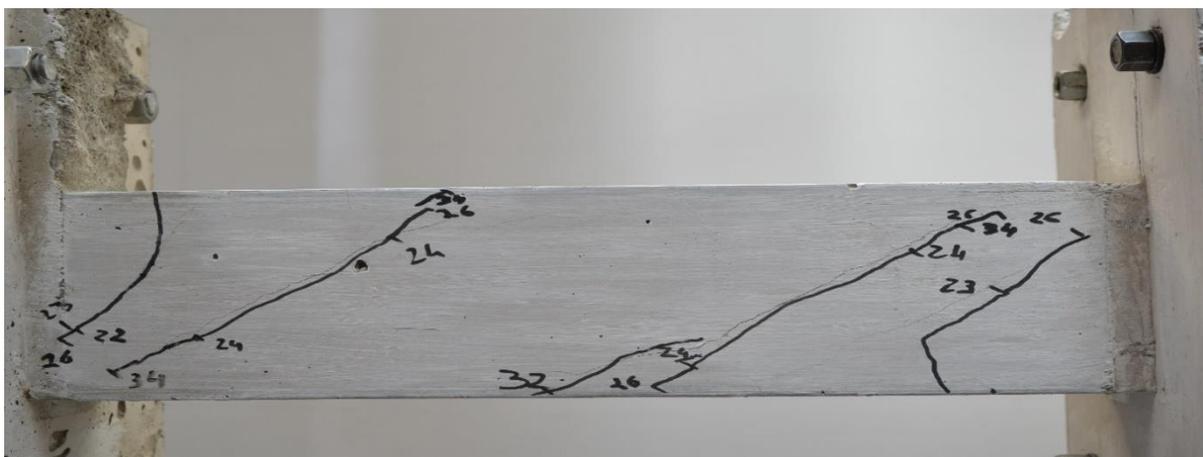
$\rho_w=0,084$ O valor médio espectável da tensão de rotura da argamassa à compressão foi de $f_{cm}\approx 43,5MPa$. O ensaio teve início às 12h e 56min, impondo-se a ação com uma velocidade inicial de $u_0=0,002mm/s$. Às 16h e 36min a velocidade foi aumentada para $u=0,01mm/s$, ocorrendo o colapso às 16h e 46 min, cerca de 10 minutos depois. Ao todo, este ensaio teve a duração de 240 min, quando a deformação imposta pelo atuador valia cerca de 31mm.

Mesmo não sendo o caso mais evidente, o *Provete 1* apresentou alguns resíduos que influenciaram a 1ª fase do seu comportamento. Assim, no instante inicial da imposição da ação, a soma dos valores registados nas células de carga e o deslocamento horizontal relativo eram quase nulos, valendo o momento global $M\approx 1,4kN.m$. O deslocamento vertical relativo d_v e a rotação rot valiam mm, 0,1mm e 0,26 rad/‰, respetivamente. Estes valores foram posteriormente corrigidos como explicado no Capítulo 4.1.

Na Figura 4.6 Ilustram-se as duas primeiras fissuras visualizadas, previsivelmente devido a esforços de flexão. A primeira fissura foi visualizada quando a carga aplicada valia cerca de $P\approx 21,6kN$. Tal como esperado, as fissuras de flexão surgiram nas partes tracionadas das extremidades da viga, evoluindo de forma quase parabólica para as respetivas extremidades. As fissuras presumivelmente atribuídas ao esforço transversal surgiram pouco depois, por volta de $P\approx 25,8kN$, como se pode visualizar na Figura 4.7. Estas fissuras surgiram próximo da linha média das secções transversais, com uma inclinação de aproximadamente $\theta=45^\circ$, evoluindo posteriormente para as faces superior e inferior com inclinações de até $\cotg\theta\approx 3$. Tal como previsto, o colapso do provete ocorreu por rotura da armadura de esforço transversal, na zona da viga provocando a rotura do aço em nos dois ramos dos estribos. Na Figura 4.8 Apresenta-se a rotura da viga, assim como, o desenvolvimento final de toda a fissuração. A rotura deu-se na fissura que manteve sempre a maior abertura ao longo do ensaio, sendo notório que é uma rotura provocada por esforço transversal.



Figura 4. 6 - As duas primeiras fissuras visualizadas no *Provete 1*.

Figura 4. 7 - Desenvolvimento das fissuras do *Provete 1*.Figura 4. 8 - Rotura do *Provete 1*.

Na Figura 4.9 apresenta-se graficamente a relação entre a carga aplicada P e os deslocamentos relativos verticais d_v . A traço cor laranja é apresentada a curva experimental obtida, conjuntamente com as retas correspondentes às diversas fases de rigidez a cor cinza e com os pontos característicos do comportamento da viga. É possível visualizar as cinco fases do comportamento: a fase elástica linear, até ao ponto de início da fissuração P_{cr} , a 1ª fase de fissuração provocada por flexão, até ao ponto A , a 2ª fase de fissuração provocada por flexão, até ao ponto B , a 3ª fase de fissuração provocada por esforço transversal, até ao ponto de cedência das armaduras transversais P_y , e, por último, a fase plástica. Pode observar-se, após a 2ª fase de fissuração, i.e. após o ponto B , que a rigidez se degrada substancialmente relativamente à rigidez da fase anterior. Crê-se que esta degradação depende substancialmente das deformações de esforço transversal, porque ocorre numa fase em que foram visualizadas as fissuras de corte, com aumentos substanciais das suas aberturas. Pelas mesmas razões, se prevê

que foram as armaduras transversais as primeiras, e únicas, a cederem. A lógica deste raciocínio culminou na rotura das armaduras transversais, pouco depois do ponto de carga máxima P_{max} .

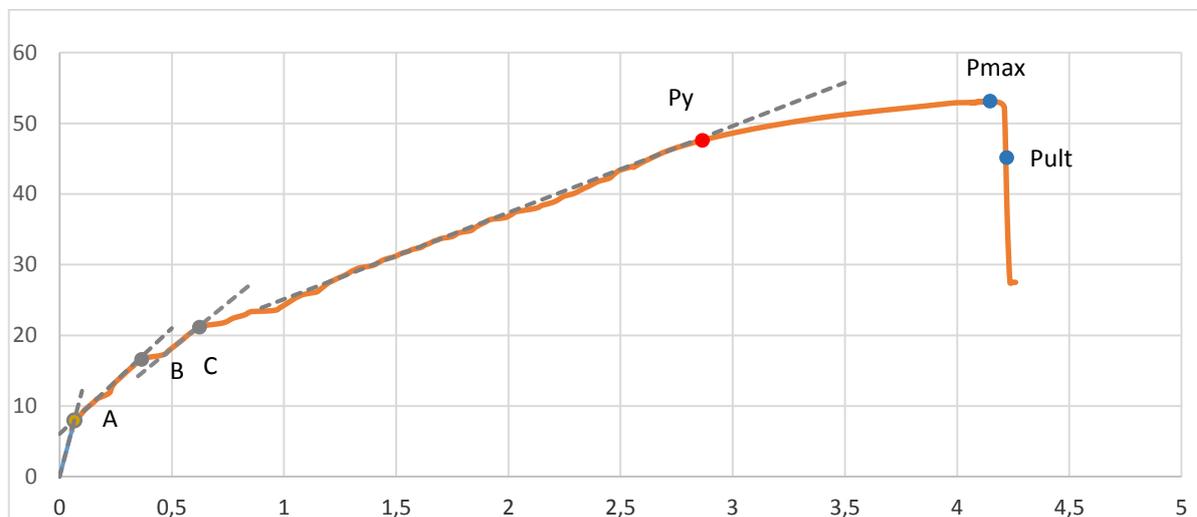


Figura 4.9 - Curva $P-d_v$ do Provete 1.

No Quadro 4.1 são apresentadas as ordenadas e as abcissas dos pontos característicos do comportamento do Provete 1. Daquilo que foi possível apurar no tratamento de resultados, o início da fissuração, i.e. o aparecimento da primeira fissura, ocorreu para uma carga de $P \approx 8 \text{ kN}$. Importa salientar que esta fissura nunca foi visualizada no provete, embora tenha sido perspetivado o seu aparecimento na ligação da viga ao maciço. Também interessa salientar o reduzido valor do deslocamento vertical; $d_v \approx 0,07 \text{ mm}$, ou seja da mesma ordem da precisão dos equipamentos de medição. Para $P \approx 16 \text{ kN}$ surge a 2ª fissura de flexão, esta visível, e, por último, para $P \approx 21 \text{ kN}$ surge a fissura devida ao esforço transversal, visível também. Sendo esta a viga com maior quantidade unitária de armadura transversal $\rho_w = 0,117$ é de realçar a não existência de patamares evidentes, com eventual descarga, por fratura do betão nas fissuras diagonais. Notam-se algumas quebras, mas quase insignificantes. Pelas mesmas razões, é de salientar a grande capacidade de carga da viga após a última fase de fissuração, conseguindo manter uma rigidez constante até à cedência das armaduras de esforço transversal, o que ocorreu à carga de $P_y \approx 47,6 \text{ kN}$. A partir daí, a carga pouco cresce, e o colapso depende da capacidade plástica das armaduras transversais. O colapso da viga ocorreu por rotura dos estribos à carga de $P_{max} \approx 53,1 \text{ kN}$. Outro aspeto importante a realçar, está relacionado com o deslocamento máximo apurado, $d_v \approx 4,22 \text{ mm}$. Esta deformação representa cerca de 1% do vão do provete.

Quadro 4.1 - Cargas e deformações dos pontos característicos do *Provete 1*.

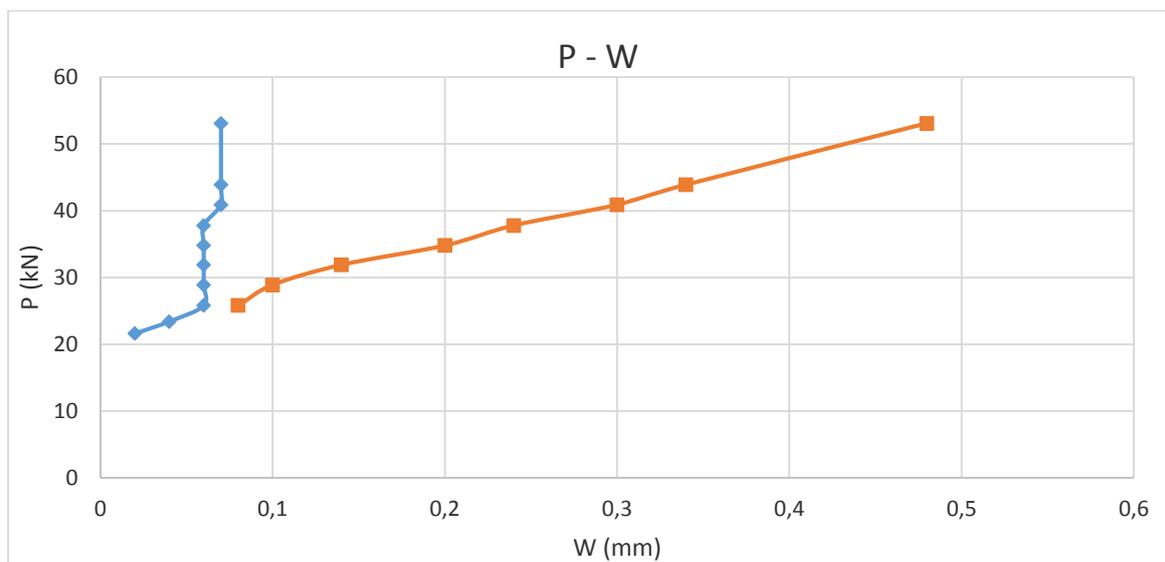
Ponto	P [kN]	d [mm]
P_{cr}	8,0	0,07
A	16,6	0,37
B	21,2	0,62
P_y	47,6	2,86
P_{max}	53,1	4,15
P_{ult}	45,1	4,22

No Quadro 4.2 são apresentados os valores da rigidez referentes às quatro fases dos ensaios, determinados pelo processo experimental. É de realçar que o valor de K_I é 4 vezes superior ao do K_{II} , e o valor da rigidez ao longo da fase de deformação essencialmente por esforço transversal (K_{IV}) vale apenas 10% de K_I .

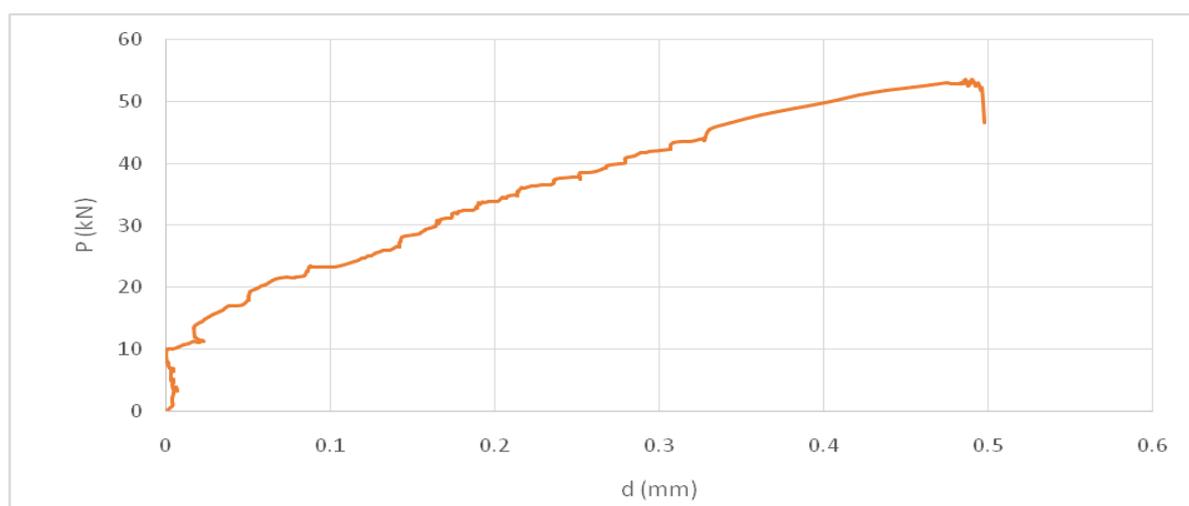
Quadro 4.2 - Valores da rigidez das fases do comportamento do *Provete 1*.

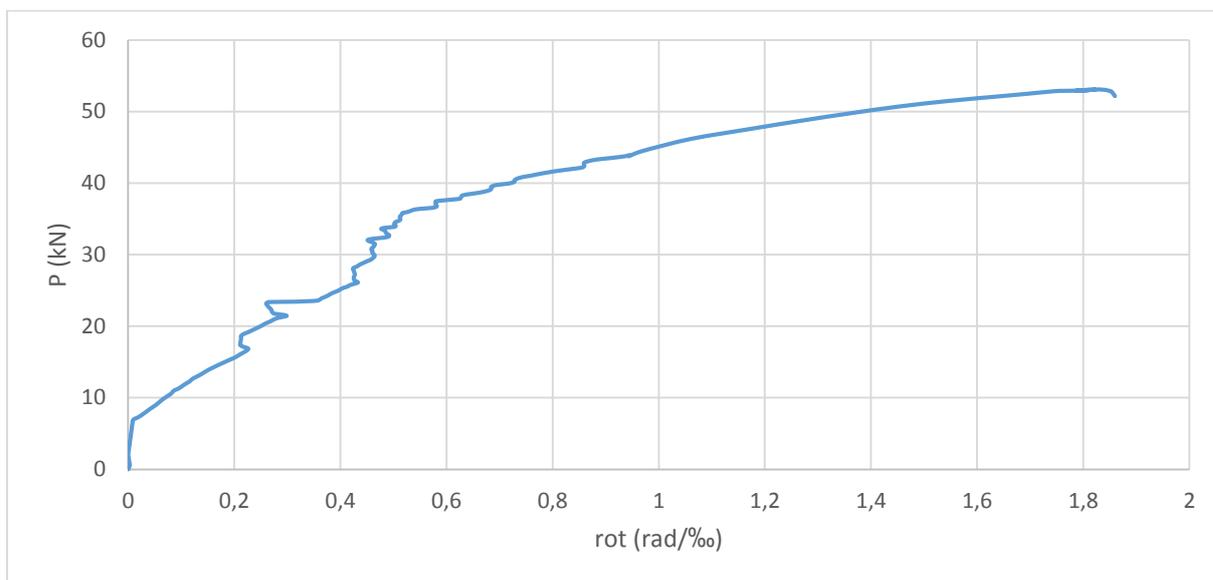
K_I [kN/mm]	K_{II} [kN/mm]	K_{III} [kN/mm]	K_{IV} [kN/mm]
121,5	30,1	25,9	12,2

Na Figura 4.10 São apresentados graficamente os valores médios das aberturas de fendas W , inerentes às fissuras de flexão e às fissuras de esforço transversal. As medições foram efetuadas nas zonas das fissuras que apresentavam maiores valores de abertura. Na linha azul observa-se a evolução da abertura mediadas fissuras de flexão, onde o primeiro registo ocorreu a $P \approx 21,6$ kN, a qual rapidamente atingiu a abertura de 0,06 mm mantendo-se praticamente constante até final, atingindo o máximo de 0,07 mm. Por sua vez, as fissuras de esforço transversal, representadas no gráfico a cor laranja, tornou-se visível a $P \approx 25,8$ kN evoluindo de forma quase constante até final, atingindo um valor máximo de 0,48 mm. Este valor é significativamente superior, em cerca de 7 vezes, ao da abertura das fendas de flexão. Para além disso, é possível que a primeira fissura de flexão tenha surgido na junção Viga-Macico, o que impossibilitou a sua observação e medição. Repare-se que só foi possível visualizar as fissuras após o carregamento exceder cerca de 3 kN a carga de fissuração.

Figura 4.10 - Curva P - w do *Provete 1*.

Na Figura 4.11 e Figura 4.12 está representada, respetivamente, a relação entre a carga e o deslocamento horizontal, e, a carga e a rotação relativa entre os maciços do *provete 1*. Até ao ponto de fissuração o deslocamento horizontal e a rotação são praticamente nulos. Depois disso, assume-se uma fase linear até ao ponto de cedência das armaduras, tanto para as deformações como para as rotações. O valor do deslocamento horizontal máximo é cerca de $0,5\text{ mm}$, o que representa 12% do valor deslocamento vertical máximo. O valor da rotação máxima é cerca de $1,9\text{ rad}/\%$. Estes valores são de carácter reduzido e estão relativamente perto do valor de erro dos defletómetros.

Figura 4.11 - Curva P - d_h do *Provete 1*.

Figura 4.12 - Curva P -rot do Provete 2.

4.3 Provete 2

O Provete 2 foi betonado no dia 25 de Março de 2015 e ensaiado 67 dias depois, no dia 8 de Junho de 2015. Este provete foi construído utilizando estribos E2R ϕ 4//0,10, a que corresponde uma taxa de armadura de esforço transverso de $\rho_w=0,084$. O valor médio espectável da tensão de rotura da argamassa à compressão foi de $f_{cm}\approx 50,4\text{MPa}$. O ensaio iniciou-se às 13 h e 7 min, com uma velocidade inicial de $u_0=0,003\text{mm/s}$, que se manteve constante até ao fim do ensaio, terminando às 15 h e 25 min.

O Provete 2 exibiu resíduos iniciais que influenciaram a 1ª fase do seu comportamento. Assim, no instante inicial da imposição da ação, a soma dos valores registados nas células de carga era de $P\approx 3,8\text{kN}$, valendo o momento global $M\approx 3,0\text{kN.m}$. Importa salientar-se que este valor é superior em cerca de 60% do valor teórico do momento de fissuração M_{cr} , o que afetou toda a 1ª fase do comportamento do provete. O deslocamento relativo vertical d_v , o deslocamento relativo horizontal d_h e a rotação rot , posteriormente corrigidos, valiam $0,132\text{ mm}$, $0,056\text{ mm}$ e $2,136\text{ rad/‰}$, respetivamente.

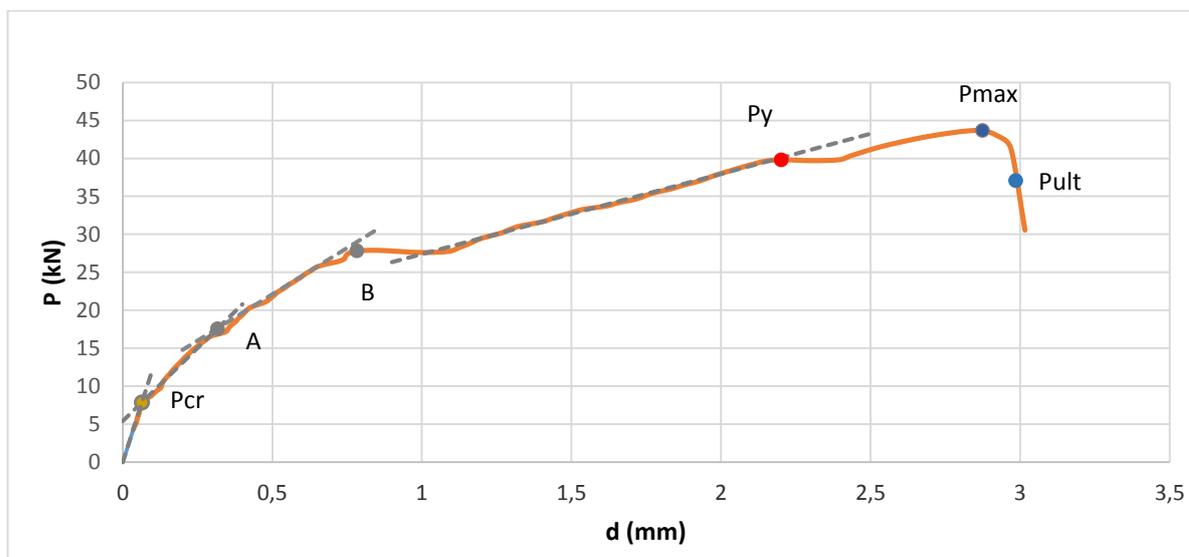
Na Figura 4.13 visualizam-se, não só as fissuras de flexão e de esforço transverso, como também a rotura do Provete 2. Esta foi, tal como no caso anterior, uma rotura por corte. As primeiras fissuras visualizadas foram, novamente, as de flexão, registadas à carga de $P\approx 23,7\text{kN}$. Passados cerca de $3,5\text{kN}$ foram observadas as fissuras devidas ao esforço transverso. Nenhuma das fissuras apresentou um grande desenvolvimento, com exceção da fissura diagonal do lado

direito da face do provete. Ainda assim, a fissuração do *Provete 2* seguiu o mesmo padrão do *Provete 1*.



Figura 4.13 - Rotura do *Provete 2*.

Na Figura 4.14 Apresenta-se graficamente o diagrama $P-d_v$ para o *Provete 2*. No Quadro 4.3 apresentam-se os valores dos pontos característicos da correspondente curva $P-d_v$. Novamente, são observadas as cinco fases do comportamento da viga e, conseqüentemente, a quebra dos valores da rigidez correspondentes. A fissuração inicia-se por volta de $P \approx 7,9 \text{ kN}$ quando $d_v \approx 0,06 \text{ mm}$. Tal como no caso do *Provete 1*, esta fissura não foi detetada. A 2ª fissura de flexão surge quando $P \approx 17,6 \text{ kN}$ e a de esforço transverso para $P \approx 27,8 \text{ kN}$. Verifica-se que, com o início da fendilhação dá-se a perda da rigidez acentuando-se nas restantes fases. Ao contrário do *Provete 1*, neste caso, no início da fendilhação de corte, i.e. a seguir ao ponto B, verifica-se um patamar de carga, indicando a transferência de tensões da argamassa para os estribos. Neste patamar verificou-se uma deformação ao nível global do provete de cerca de $d \approx 0,3 \text{ mm}$. Logo após a cedência, verifica-se outro patamar. A única razão para este segundo patamar só pode residir na formação da segunda fissura de esforço transverso. Depois do ponto de cedência das armaduras $P_y \approx 47,6 \text{ kN}$, surge o ponto de carga máximo $P_{max} \approx 43,6 \text{ kN}$, quando o deslocamento vertical valia $d_v \approx 2,87 \text{ mm}$. Quase que imediatamente depois, ocorre a rotura do provete, com características frágeis, quando o deslocamento máximo valia $d_v \approx 2,99 \text{ mm}$, cerca de 0,7% o vão do provete.

Figura 4.14 - Curva $P-d_v$ do *Provete 2*.Quadro 4.3 - Cargas e deformações dos pontos característicos do *Provete 2*.

Ponto	P [kN]	d_v [mm]
P_{cr}	7,9	0,06
A	17,6	0,32
B	27,8	0,78
P_y	39,8	2,20
P_{max}	43,6	2,87
P_{ult}	37,1	2,99

No Quadro 4.4 São apresentados os valores da rigidez das fases do comportamento do *Provete 2*. O valor K_I é, aproximadamente, 3,2 vezes superior ao K_{II} , refletindo uma quebra da rigidez na ordem dos 68,6%, atingindo o valor de 91,4% na última fase de comportamento, o que é muito significativo.

Quadro 4.4 - Valores da rigidez das fases do comportamento do *Provete 2*.

K_I [kN/mm]	K_{II} [kN/mm]	K_{III} [kN/mm]	K_{IV} [kN/mm]
122,5	38,5	24,5	10,5

Na Figura 4.15 apresenta-se o gráfico $P-W$ relativo ao *Provete 2*. Na linha azul observa-se a evolução da abertura média de fendas das fissuras de flexão e na cor laranja as de esforço

transverso. O comportamento foi semelhante ao manifestado pelo provete anterior. A fissura de flexão foi visualizada para $P \approx 23,7 \text{ kN}$ e a de esforço transverso para $P \approx 27 \text{ kN}$. A primeira atingiu rapidamente uma largura máxima de $0,04 \text{ mm}$, mantendo-se quase constante até ao final. Por sua vez, a segunda manteve um crescimento quase linear até atingir a largura máxima, cerca de 1 mm , medidos segundos antes do colapso do provete. Observou-se, que a fissura diagonal teve um aparecimento quase instantâneo, resultando numa largura de fenda inicial de $0,1 \text{ mm}$. Pensa-se que este comportamento tenha sido um reflexo do primeiro patamar de carga apresentado na Figura 4.15, logo após o *Ponto B*. Também aqui, a diferença da largura de fenda entre a de flexão e a de esforço transverso é notória; esta última foi cerca de 25 vezes superior. De referir, novamente, a possibilidade de a primeira fissura de flexão se ter formado na ligação viga-macício, o que impossibilitou a sua observação e medição.

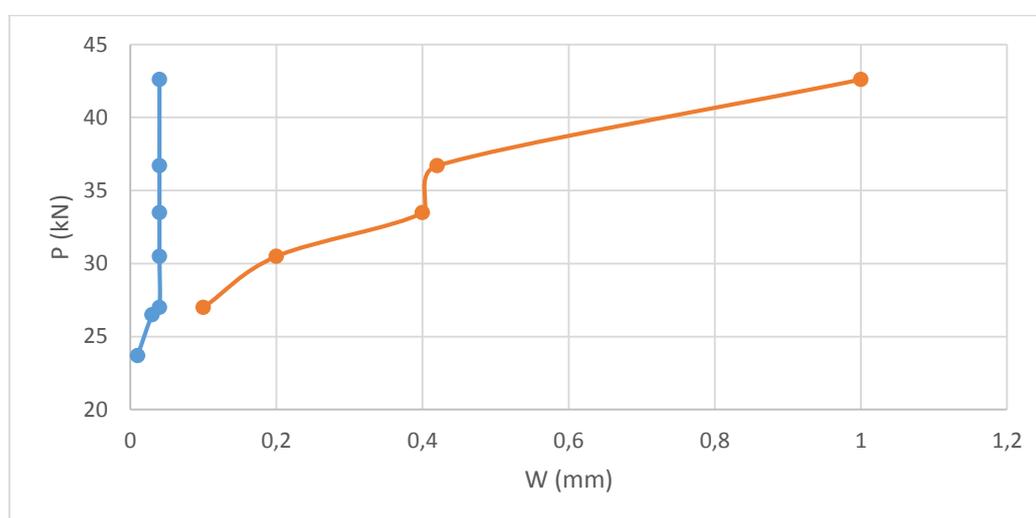
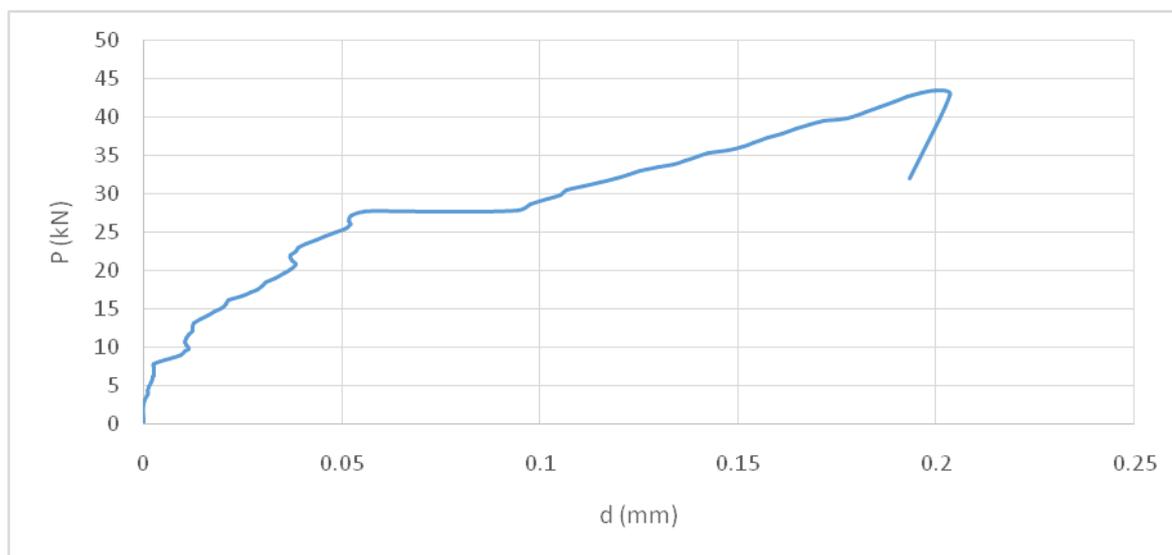
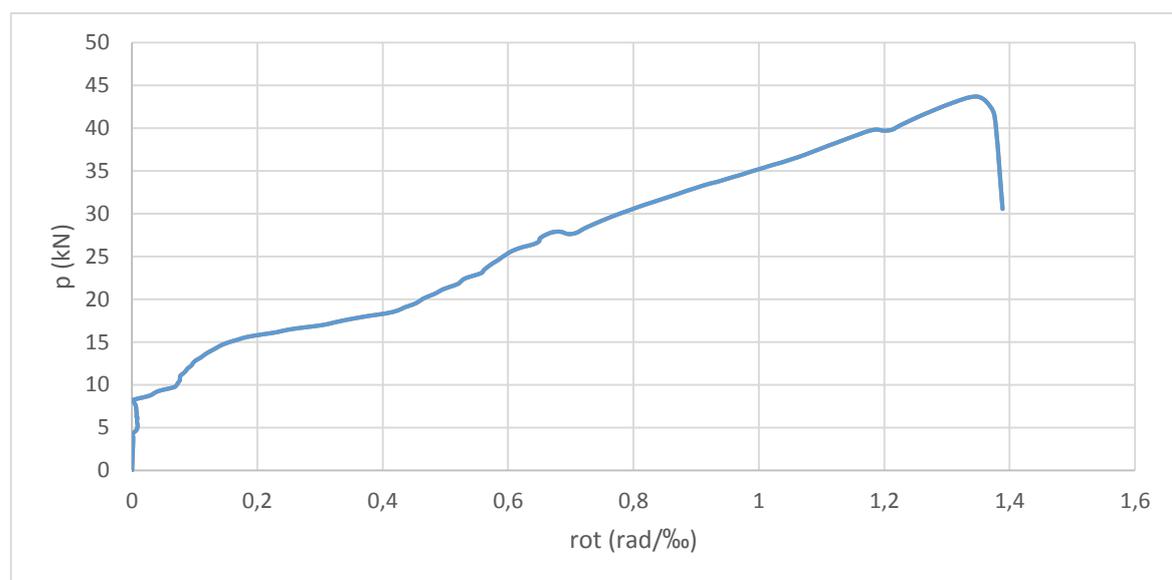


Figura 4.15 - Curva $P-w$ do Provete 2.

Na Figura 4.16 e na Figura 4.17 apresentam-se, respetivamente, os deslocamentos horizontais d_h e as rotações θ ao longo do carregamento P , inerentes ao Provete 2. Também aqui, tanto o deslocamento horizontal como a rotação foram insignificantes até ao ponto de fissuração. Posteriormente, o deslocamento horizontal evoluiu de forma semelhante ao deslocamento vertical, apresentando um patamar de carga no mesmo momento da primeira fissura de esforço transverso. Ainda assim, ficou aquém do valor máximo do deslocamento; aproximadamente $d_h \approx 0,21 \text{ mm}$, representando cerca de $6,6\%$ do deslocamento vertical máximo, e quase $0,5\%$ do comprimento do provete. A rotação teve valores insignificante até ao início da fissuração. A partir daí cresceu quase que de forma linear. O valor máximo, entre os maciços do provete, foi sensivelmente $\theta \approx 1,4 \text{ rad}/\%$.

Figura 4.16 - Curva $P-d_h$ do Provete 2.Figura 4.17 - Curva $P-rot$ do Provete 2.

4.4 Provete 3

Betonado no mesmo dia do Provete 2, o Provete 3 foi ensaiado 68 dias após a betonagem, no dia 9 de Junho de 2015. O valor para a taxa de armadura de esforço transversal era de $\rho_w=0,084$, correspondente a E2Rf4//0,15. O valor médio esperado da tensão de ruptura da argamassa à compressão era de $f_{cm}=50,4MPa$. O ensaio iniciou-se às 8 h com uma velocidade inicial de $u_0=0,003mm/s$, que se manteve constante até ao fim do ensaio, terminando às 10 h e 36 min.

Como descrito no *Capítulo 3*, o *Provete 2* apresenta uma particularidade especial. Após a descofragem do provete reparou-se que este evidenciava uma anomalia ao nível de um dos maciços. Por defeito de betonagem, uma parte não estava completa com argamassa. Essa anomalia foi resolvida posteriormente, preenchendo-se o espaço com metacaulino. Adotou-se este material ao invés da argamassa, devido às suas aparentes propriedades de boa aderência. O metacaulino teve um excelente comportamento durante o ensaio, não apresentando sinais de má aderência ou fissuração excessiva. Na Figura 4.18 pode visualizar-se o defeito construtivo e na Figura 4.19 apresenta-se o provete depois da reparação.



Figura 4.18 - Defeito construtivo no *Provete 3*.



Figura 4.19 - *Provete 3* após reparação.

Após o “*fecho do layout*”, o *Provete 3* apresentou resíduos, tendo os valores registados. No instante inicial da imposição da ação, a soma dos valores registados nas células de carga era quase nulo, bem como o momento. O deslocamento relativo vertical dv , o deslocamento relativo

horizontal dh e a rotação rot , posteriormente corrigidos, valiam $0,004\text{ mm}$, $0,011\text{ mm}$ e $2,068\text{ rad}/\%$.

Ainda assim, o registo da 1ª fase do comportamento do *Provete 3* foi afetado por um “toque” involuntário nos defletómetros 1 e 3. Na Figura 4.2 observa-se que desde o início da aplicação da ação, até à carga $P \approx 4\text{ kN}$, a rigidez equivale aproximadamente à da curva teórica 2. Só após os 4 kN , altura em que se prevê ter sucedido o “toque”, o gráfico adquire um comportamento desconhecido e inesperado até ao ponto de correção da curva.

Na Figura 4.20 visualiza-se a fissuração ocorrida durante o ensaio e o modo de rotura do provete. Neste caso, com alguma surpresa, as primeiras e únicas fissuras visualizadas foram as diagonais, quando a carga aplicada valia cerca de $P \approx 28\text{ kN}$. A razão deste acontecimento está explicada no parágrafo seguinte com o auxílio da Figura 4.21



Figura 4. 20 - Rotura do *Provete 3*.

Na Figura 4.21 Apresenta-se graficamente o diagrama $P-d_v$ para o *Provete 3*. Novamente, são observadas as cinco fases do comportamento da viga e a degradação dos valores da rigidez correspondentes. Verifica-se que com o início da fendilhação a perda da rigidez acentua-se nas restantes fases. No Quadro 4.5 apresentam-se os valores dos pontos característicos da curva $P-d_v$. O *Provete 3*, por razões supra citadas, evidencia um ponto de fissuração teórico, cerca de $P \approx 8\text{ kN}$. Tal como explicado anteriormente, as primeiras fissuras junto dos maciços nunca foram visualizadas. De salientar a proximidade entre o aparecimento das segundas fissuras de flexão, a cerca de $P_A \approx 21,7\text{ kN}$, e o aparecimento das fissuras diagonais, a cerca de $P_B \approx 28\text{ kN}$. Esta proximidade pode ter sido responsável pela inobservância das fissuras de flexão, visto que, concluiu-se nos gráficos dos provetes anteriores, após o aparecimento das fissuras diagonais, as fissuras de flexão não aumentavam a sua largura. O patamar visualizado após à carga de $P \approx 28\text{ kN}$ originou uma deformação ao nível global do provete de $d \approx 0,215\text{ mm}$, ligeiramente superior ao apresentado nos provetes anteriores. A capacidade de carga até à cedência das

armaduras foi de $P_y \approx 47,6 \text{ kN}$, sendo o ganho de carga, durante a última fase de fissuração, inferior ao apresentado pelos provetes anteriores. Após a cedência das armaduras, surgiu o ponto de carga máximo $P_{max} \approx 42,4 \text{ kN}$ quando $d_{vP_{max}} \approx 2,97 \text{ mm}$. Por último, a rotura do provete dá-se por volta do deslocamento vertical $d_{máx} \approx 3,2 \text{ mm}$, cerca de 0,71% do vão do provete, ou seja, quase o dobro do limite regulamentar $L/250$.

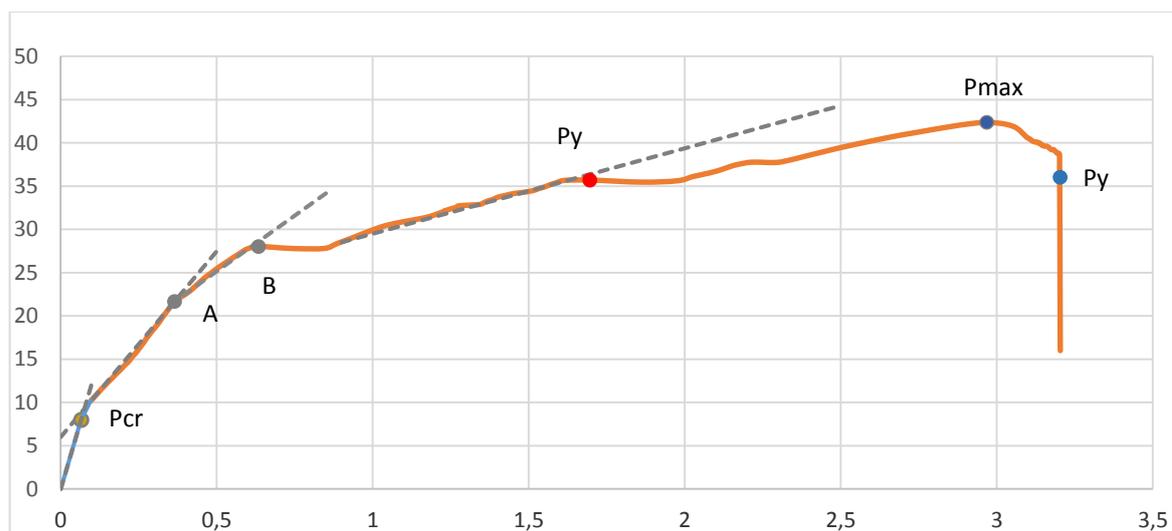


Figura 4.21 - Curva $P-d_v$ do *Provede 3*.

Quadro 4.5 - Cargas e deformações dos pontos característicos do *Provede 3*.

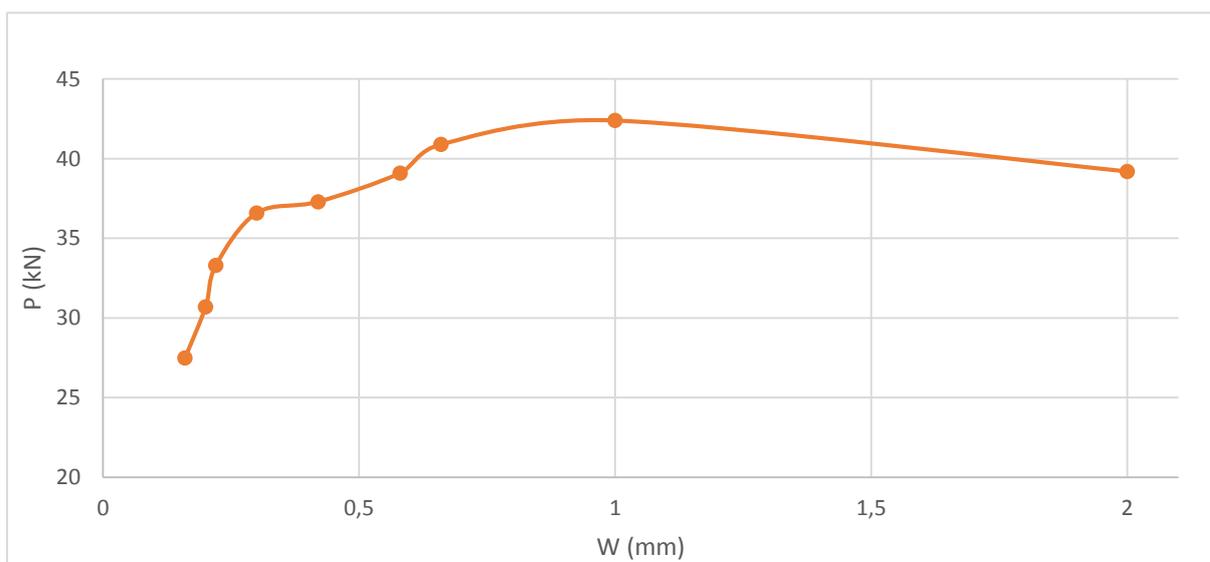
Ponto	P [kN]	d [mm]
P_{cr}	8,0	0,07
A	21,7	0,36
B	28,0	0,63
P_y	35,7	1,70
P_{max}	42,4	2,97
P_{ult}	36,0	3,20

Os valores da rigidez das várias fases são apresentados no Quadro 4.6. O K_I vale cerca de 2,9 vezes superior ao K_{II} , refletindo uma quebra da rigidez na ordem dos 65%, atingindo o valor de 92% na fase plástica.

Quadro 4.6 - Valores da rigidez das fases do comportamento do *Provete 3* em kN/mm .

$K_I[kN/mm]$	$K_{II}[kN/mm]$	$K_{III}[kN/mm]$	$K_{IV}[kN/mm]$
122,5	42,9	25,7	9,8

Na Figura 4.22 apresenta-se o gráfico $P-W$ relativo à fissura diagonal do *Provete 3*, apresentada a cor laranja. À semelhança do *Provete 2*, a fissura diagonal teve um aparecimento instantâneo, resultando numa largura de fenda inicial de $0,16\text{ mm}$. De qualquer modo, manteve um aumento da largura de fenda quase linear, mas não muito acentuado, até atingir cerca de $0,3\text{ mm}$ no ponto de cedência das armaduras. A partir daí, as aberturas aumentaram consideravelmente, atingindo um máximo de 2 mm imediatamente antes da rotura do provete.

Figura 4.22 - - Curva $P-w$ do *Provete 3.7*

Na Figura 4.23 e na Figura 4.24 apresentam-se os deslocamentos horizontais e as rotações ao longo do carregamento, para o *Provete 3*. Também aqui, tanto o deslocamento horizontal como a rotação foram praticamente nulos até ao ponto de fissuração. Posteriormente, o deslocamento horizontal evoluiu de forma semelhante ao deslocamento vertical, apresentando um patamar de carga no mesmo nível de carga. Optou-se aqui por apresentar o gráfico $P-d_h$ sem o primeiro estado corrigido de modo a que se conseguisse visualizar a perturbação que o registo do ensaio sofreu após $P \approx 4\text{ kN}$. O valor máximo do deslocamento horizontal é aproximadamente de $0,32$

mm, representando cerca de 10% do deslocamento vertical máximo. Também o gráfico *P-rot* não se encontra corrigido. De salientar a perturbação na primeira fase, devido aos problemas acima referidos. Neste caso, o maciço evidencia rotações em sentidos opostos, o que não é justificável. A rotação máxima entre os maciços do provete foi sensivelmente $1,9\text{rad}/\text{‰}$.

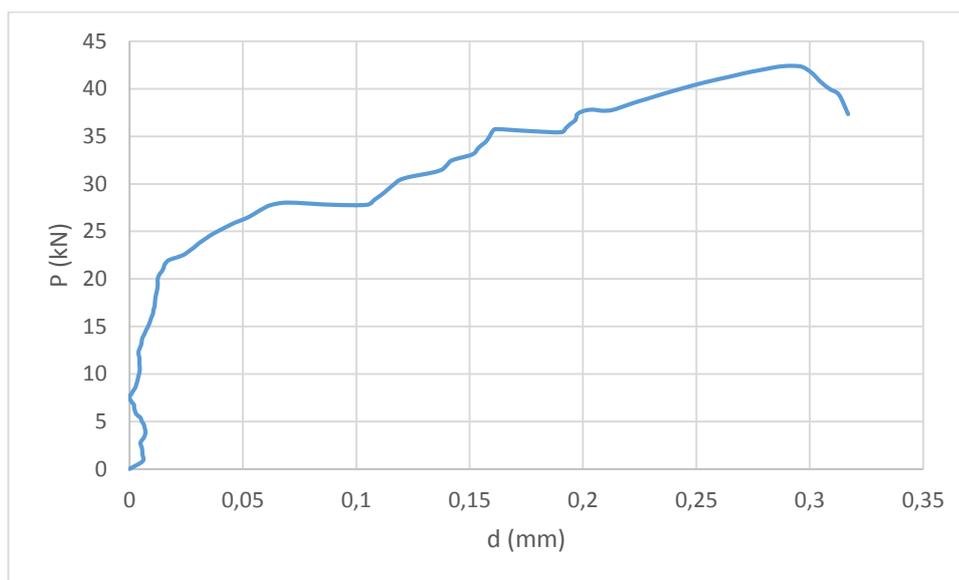


Figura 4.23 - Gráfico *P-d_h* do *Provete 3*.

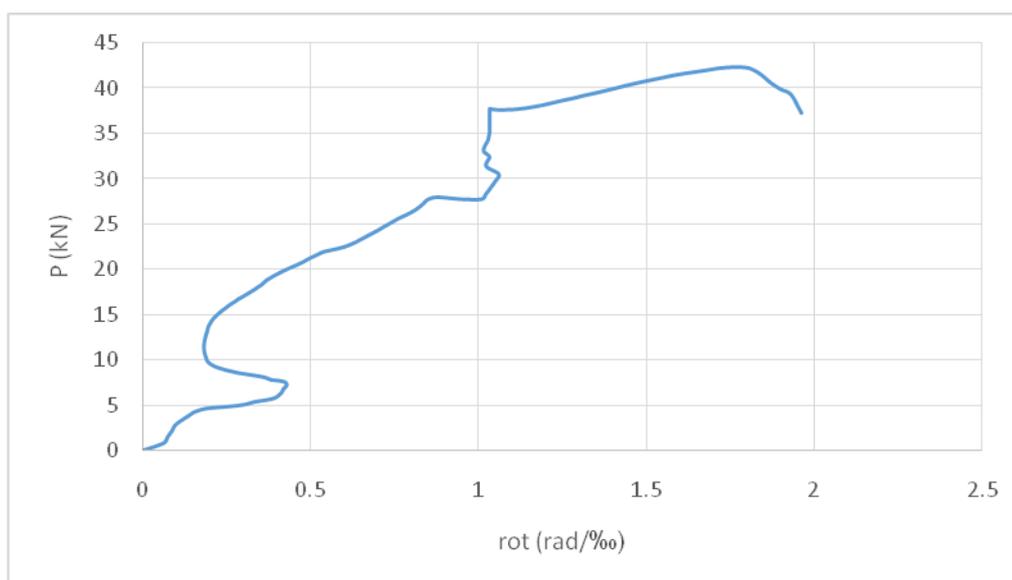


Figura 4.24 - Gráfico *P-rot* do *Provete 3*

4.5 Provete 4

O *Provete 4* foi betonado no dia 25 de *Março* de 2015 e ensaiado no mesmo dia do *Provete 2*, a 8 de *Junho* de 2015. A taxa de armadura de esforço transverso era de $\rho_w=0,084$, correspondente a E2R ϕ 4//0,2. O valor médio espectável da tensão de rotura da argamassa à compressão era de $f_{cm}=44,6\text{MPa}$. O ensaio iniciou-se às 9 h e 3 min e terminou às 10 h e 52 min à velocidade de $u_0=0,003\text{mm/s}$.

Após o “*fecho do layout*”, no instante inicial da imposição da ação, a soma dos valores registados nas células de carga era $P\approx 2,9\text{kN}$, valendo o momento global $M\approx 1,55\text{kN.m}$. Este valor vale cerca de 90% do valor teórico do momento de fissuração M_{cr} . O deslocamento relativo vertical d_v , o deslocamento relativo horizontal d_h e a rotação rot valiam 0,033 mm, 0,056 mm e 2,2 rad/‰, respetivamente.

Como se pode observar na Figura 4.25, as fissuras de flexão pouco se desenvolveram, tendo sido visualizadas à carga de $P\approx 23,7\text{kN}$. As fissuras diagonais, observadas à carga de $P\approx 26\text{kN}$, ditaram posteriormente a rotura do provete. Também é evidente a formação da escora de betão, limitada por duas fissuras quase paralelas.



Figura 4. 25 - Rotura do *Provete 4*.

Na Figura 4.26 apresenta-se o diagrama $P-d_v$ para o *Provete 4*. Até ao ponto de carga máxima, o gráfico mantém praticamente o mesmo comportamento observado nos outros provetes. No entanto, importa salientar a grande deformação alcançada após o Ponto P_{max} . No Quadro 4.7 apresentam-se os valores dos pontos característicos. O início da fissuração está ligeiramente a baixo dos valores que vêm a ser observados, cerca de $P\approx 6,9\text{kN}$. A segunda fase de fissuração inicia-se quando $P\approx 14,5\text{kN}$ e a terceira aos $P\approx 26,9\text{kN}$. Neste caso, após a fissura diagonal, verifica-se uma ligeira redução da carga resistente. Este patamar, visualizado após o ponto B, apresenta uma deformação ao nível global do provete de $d\approx 0,68\text{mm}$, muito superior ao

apresentado pelos restantes. Já a capacidade de carga após o patamar até à cedência das armaduras $P_y \approx 47,6 \text{ kN}$ assume um valor menor, cerca de $\Delta P \approx 5,2 \text{ kN}$. Na última fase atingiu-se a carga máxima $P_{max} \approx 31,7 \text{ kN}$, quando o deslocamento vertical valia $d_{vP_{max}} \approx 2,3 \text{ mm}$.

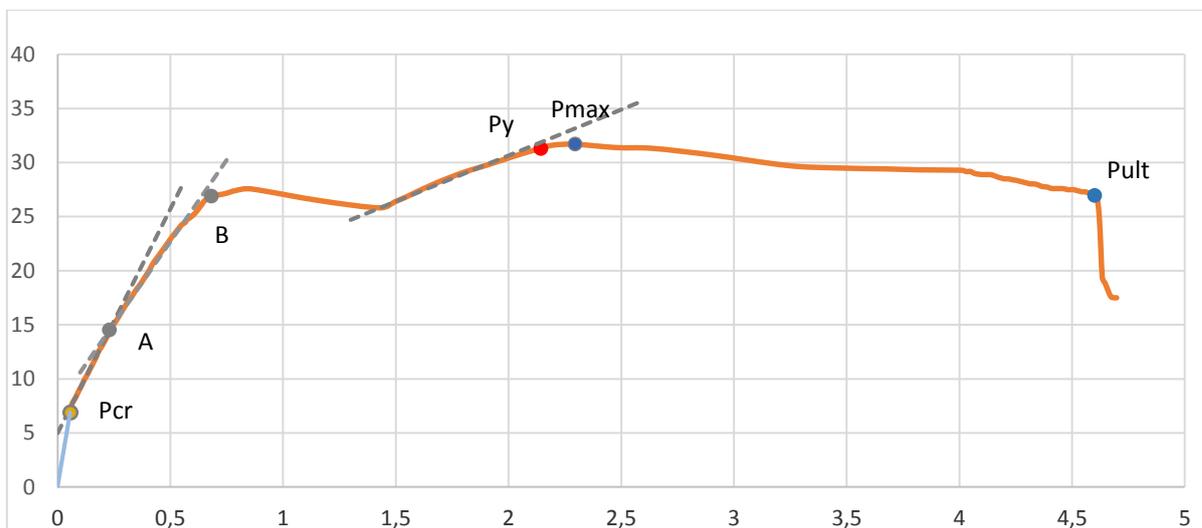


Figura 4.26 - Curva $P-d_v$ do Provete 4.

Quadro 4.7 - Cargas e deformações dos pontos característicos do Provete 4.

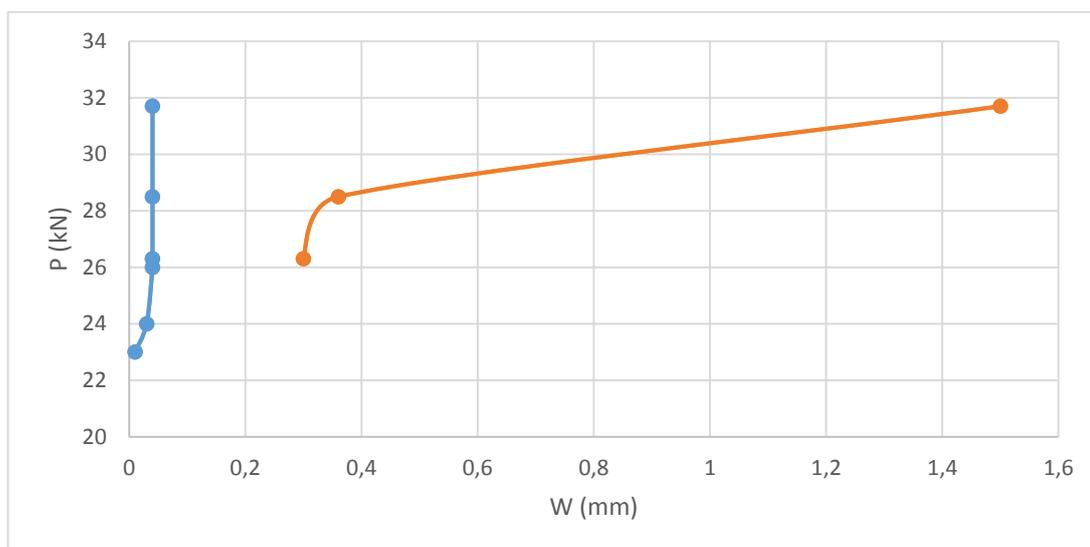
Ponto	P [kN]	d [mm]
P _{cr}	6,9	0,06
A	14,5	0,23
B	26,9	0,68
P _y	31,3	2,14
P _{max}	31,7	2,30
P _{ult}	26,9	4,60

No Quadro 4.8 São apresentados os valores da rigidez. O K_I é cerca de 2,9 vezes superior ao K_{II} , refletindo uma quebra da rigidez na ordem dos 66%, atingindo a quebra um valor de 93% na última fase de comportamento.

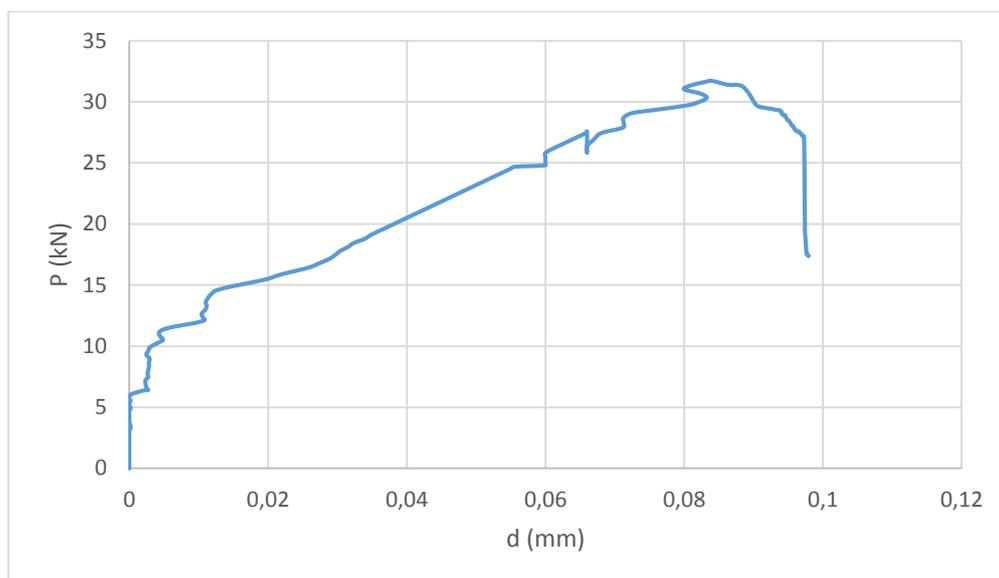
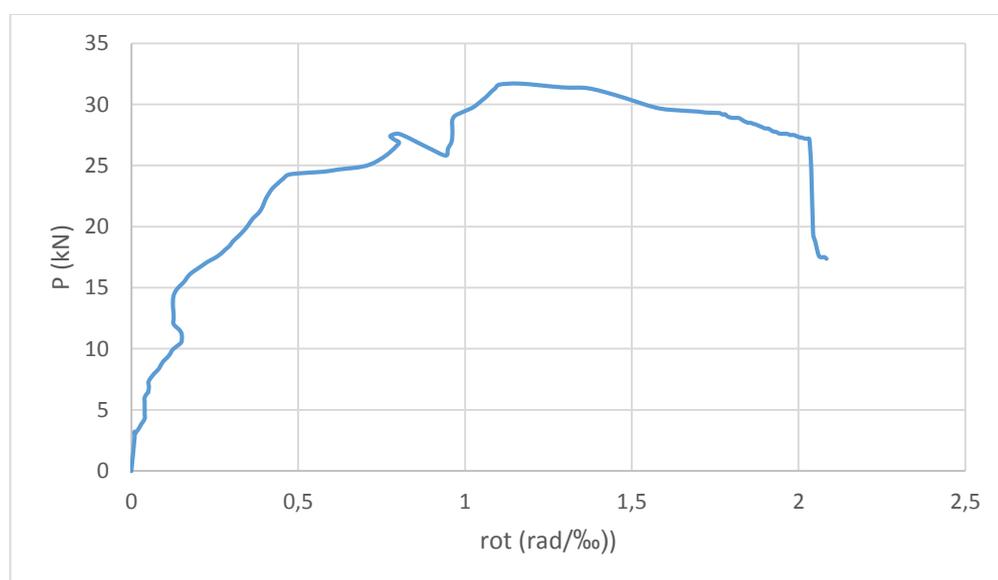
Quadro 4.8 - Valores da rigidez das fases do comportamento do *Provete 4* em kN/mm.

K_I [kN/mm]	K_{II} [kN/mm]	K_{III} [kN/mm]	K_{IV} [kN/mm]
121,5	41,5	30,3	8,5

Na Figura 4.27 apresentam-se os gráficos P - W . A primeira fissura de flexão voltou a não ser observada. A fissura de flexão visível, representada pela linha azul, foi visualizada aos $23,7kN$ e a de esforço transverso, a laranja, aos $26kN$. A primeira atingiu rapidamente uma largura máxima de $0,04mm$, não aumentado a sua largura após o início da segunda fissura. A fissura diagonal surgiu quase que instantaneamente com uma abertura inicial de $0,3 mm$. Pensa-se que a segunda fissura tenha mantido o mesmo comportamento das restantes, visto que, o desenho da curva foi avaliado tendo por base apenas três pontos de medição. Esta atingiu a largura máxima, cerca de $1,5mm$, medidos poucos instantes antes do colapso do provete. A abertura final da fenda de esforço transverso é $37,5$ vezes superior à de flexão.

Figura 4.27 - Curva P - w do *Provete 4*.

Na Figura 4.28 e na Figura 4.29 apresentam-se os deslocamentos horizontais e as rotações ao longo do carregamento para o *Provete 4*. Tal como anteriormente, o deslocamento horizontal e a rotação foram praticamente nulos até ao ponto de fissuração. Posteriormente, os deslocamentos e a rotação evoluíram como esperado, apresentando uma ligeira perturbação registada à carga de $25kN$. Este provete apresenta um valor máximo do deslocamento horizontal, de aproximadamente de $0,1 mm$, representando cerca de $2,2\%$ do deslocamento vertical máximo. A rotação máxima entre os maciços do provete foi sensivelmente $2,1 rad/\%$.

Figura 4. 28 - Gráfico $P-d_h$ do Provete 4.Figura 4.29 - Gráfico $P-rot$ do Provete 4.

4.6 Provete 5

O *Provete 5* foi betonado no mesmo dia que os *Provetes 1 e 4* e foi ensaiado 82 dias depois. Este provete foi construído com as mesmas características dos anteriores, no entanto não tem armadura transversal. O valor médio espectável da tensão de rotura da argamassa à compressão era de $f_{cm}=44,6\text{MPa}$. O ensaio iniciou-se às 12 h e 14 min e terminou às 13 h e 26 min à velocidade de $u_0=0,003\text{mm/s}$.

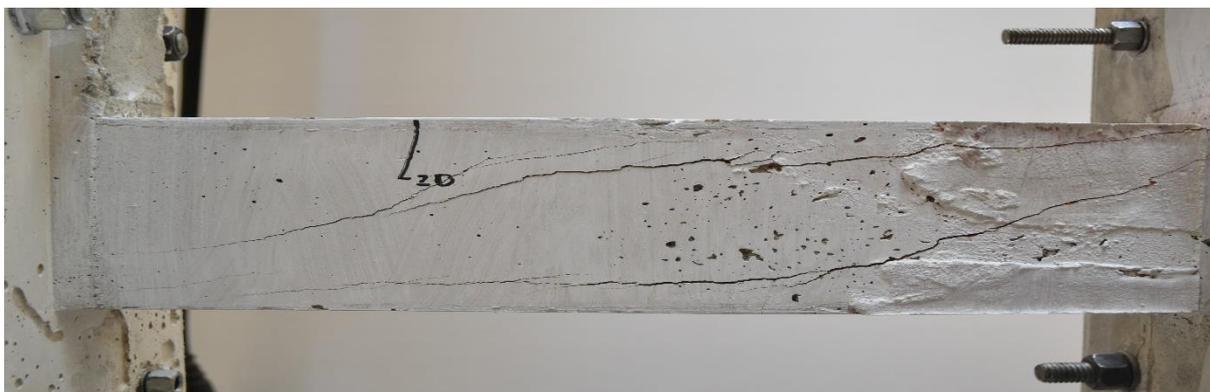
Tal como o *Provete 3*, também neste provete existiram problemas na betonagem. Desta vez, a anomalia localizou-se na viga onde ocorreu uma falta de preenchimento do betão aquando da betonagem. A Figura 4.30 ilustra a anomalia apresentada pelo provete. Tal como anteriormente, o defeito foi reparado com metacaulino, tal como ilustrado na Figura 4.31. Apesar da reparação, é de prever que a capacidade resistente da viga tenha ficado afetada.

Neste caso, após o “*fecho do layout*” verificou-se que a carga valia $P\approx 1\text{kN}$, o momento global $M\approx 0,7\text{kN.m}$, o deslocamento relativo vertical d_v registava um valor quase nulo, o deslocamento relativo horizontal tinha um valor de $d_h\approx 0,022\text{mm}$ e a rotação um valor de $rot\approx 0.52\text{rad}/\%$.

Como se pode observar na Figura 4.32 as fissuras de flexão pouco se desenvolveram, tendo sido visualizadas à carga de $P\approx 23,7\text{kN}$. As fissuras diagonais, observadas à carga de $P\approx 26\text{kN}$, ditaram posteriormente a rotura do provete. Também é evidente a formação da escora de betão, limitada por duas fissuras quase paralelas.



Figura 4. 30 - Defeito construtivo no *Provete 5*.

Figura 4.31 - *Provete 5* após reparação.Figura 4.32 - Rotura do *Provete 5*.

Na Figura 4.33 apresenta-se o diagrama $P-d_v$ avaliado para o *Provete 5*. Apesar da anomalia referida anteriormente, o comportamento do provete foi semelhante ao dos outros exemplares. Comparando com os outros provetes, o início de todas as fases de fissuração ocorreu para cargas inferiores. Acredita-se que estes defeitos estão relacionados com o defeito do provete; não se tendo apurado se dependia da resistência do metacaulino ou da aderência dos materiais. No Quadro 4.9 apresentam-se os valores dos pontos característicos. A 1ª fase de fissuração iniciou-se a cerca de $P \approx 5,5 kN$. A segunda fase de fissuração inicia-se quando $P \approx 11,1 kN$ e a terceira aos $P \approx 22,1 kN$. Neste caso, após a fissura diagonal, verificou-se uma redução da carga resistente em cerca de 10%, o que já é considerável. Este intervalo de redução de carga, visualizado após o ponto *B*, apresenta uma deformação ao nível global do provete de $d \approx 0,7 mm$, superior ao apresentado pelos restantes. Após este intervalo, e apesar da inexistência de armadura transversal, a carga voltou a subir, só que a uma taxa inferior ao dos provetes anteriores, tal

como se demonstra a seguir. De qualquer modo, a partir do ponto *B*, o acréscimo de carga foi de $\Delta P \approx 8,6 \text{ kN}$, quando a deformação vertical valia $d_{vP_{\text{máx}}} \approx 3,4 \text{ mm}$.

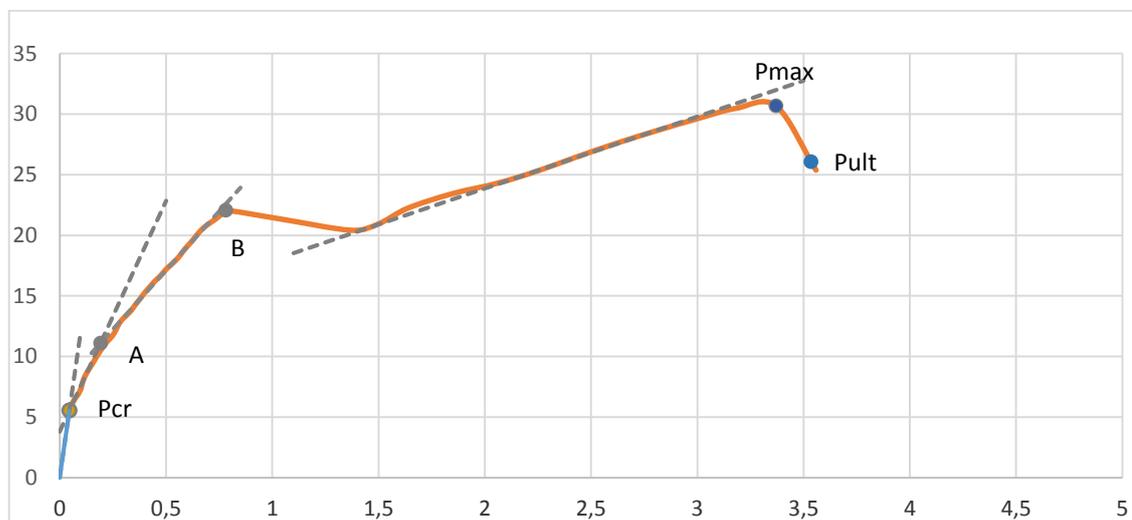


Figura 4. 33 - Curva $P-d_v$ do *Provete 5*.

Quadro 4.9 - Cargas e deformações dos pontos característicos do *Provete 5*.

Ponto	P [kN]	d [mm]
P_{cr}	5,5	0,05
A	11,1	0,19
B	22,1	0,78
P_{max}	30,7	3,37
P_{ult}	26,1	3,54

No Quadro 4.10 são apresentados os valores da rigidez. O K_I é cerca de 3,2 vezes superior ao K_{II} , refletindo uma quebra da rigidez na ordem dos 69%, atingindo a quebra um valor de 95,1% na última fase de comportamento. Apesar de tudo, é de salientar os resultados obtidos tendo em conta a anomalia do provete, uma vez que os valores da rigidez do *Provete 5* não apresentam grandes variações quando comparados com os valores dos restantes provetes.

Quadro 4. 10 - Valores da rigidez das fases do comportamento do *Provete 5*.

K_I [kN/mm]	K_{II} [kN/mm]	K_{III} [kN/mm]	K_{IV} [kN/mm]
121,5	38,1	19,4	6,0

Na Figura 4.34 e na Figura 4.35 apresentam-se as deformações horizontais e as rotações relativas para o *Proвете 5*. A deformação horizontal e a rotação relativa foram praticamente nulas até aos 10 kN , quase o dobro da carga P_{cr} . A partir daí, com exceção de algumas perturbações, cresce de forma quase linear. Este provete apresenta um valor máximo de deslocamento horizontal de aproximadamente de $0,113\text{ mm}$, representando cerca de 3,2% do deslocamento vertical máximo. A rotação relativa máxima entre os maciços do provete foi sensivelmente $1,4\text{ rad}/\text{‰}$.

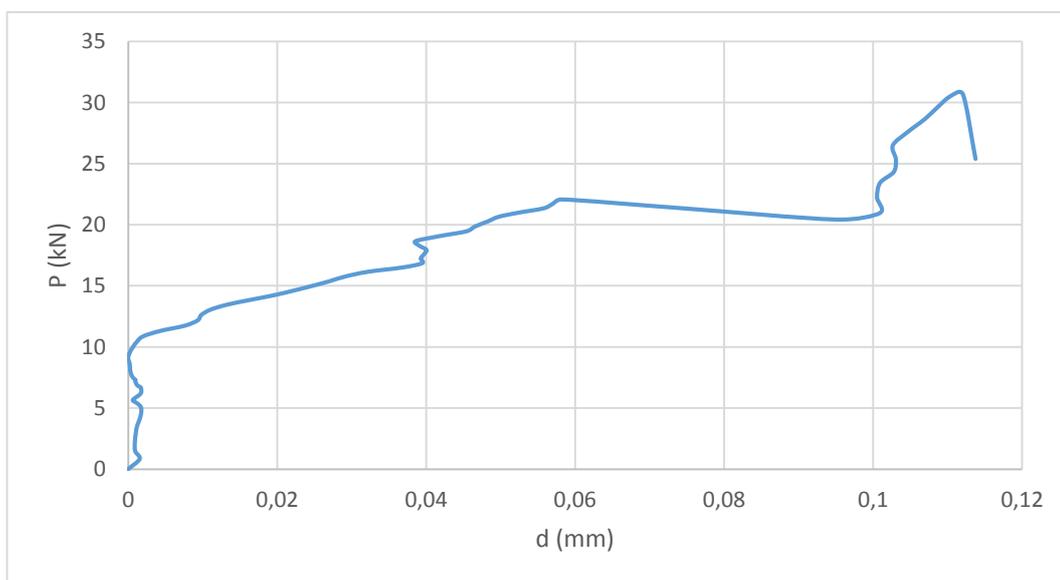


Figura 4.34 - Gráfico $P-d_h$ do *Proвете 5*.

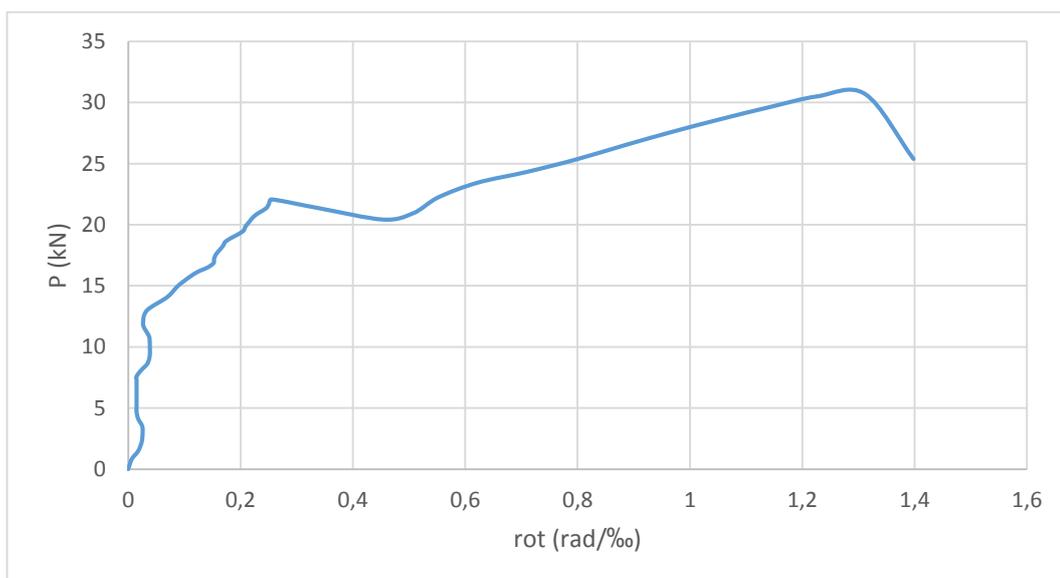


Figura 4.35 - Gráfico $P-rot$ do *Proвете 5*.

5 ANÁLISE COMPLEMENTAR

No capítulo anterior foram apresentados os resultados provenientes dos ensaios experimentais, analisando individualmente cada provete. Neste capítulo pretende-se fazer uma análise global dos resultados apresentados no capítulo anterior. Proceder-se-á a comparações e análises essenciais, a fim de se concluir acerca do objetivo do presente trabalho. As bases de análise incidirão na comparação dos gráficos $P-d_v$; na comparação entre valores experimentais e valores regulamentares; nas análises da relação entre a área de armadura transversal, A_{sw}/s , e o ângulo formado pela escora comprimida de betão e o eixo da viga, θ , e entre A_{sw}/s e os valores de rigidez K_{III} e K_{IV} ; por último far-se-á a análise do acréscimo de tensão desde o ponto de fissuração transversal até ao valor de carga máxima, confrontando este valor com os dos regulamentos.

5.1 Comparação dos gráficos $P-d_v$

Em primeiro lugar, interessa confrontar os gráficos $P-d_v$ apurados para os 5 provetes apresentados no Capítulo 4. Assim, nas Figuras 5.1 e 5.2 apresentam-se as curvas $P-d_v$ correspondentes aos provetes estudados e as curvas teóricas determinadas para as duas amassaduras, recorrendo para o efeito ao programa de ANL.

Todos os provetes apresentam um comportamento semelhante. Ainda assim, existem diferenças a realçar. Importa recordar que a primeira fase dos comportamentos coincidem, uma vez que foram assumidas inicialmente as curvas teóricas. As semelhanças também são notórias na 1ª e na 2ª fase de fissuração dos provetes, quer em termos de deslocamentos, quer em termos de cargas a que ocorrem. As principais diferenças ocorrem na formação das fissuras de corte, durante a sua abertura, e depois no valor da carga resistente. Estas diferenças, determinadas diretamente pelas quantidades assumidas de armadura transversal, constituem importantes conclusões a retirar do trabalho.

Neste particular, o comportamento do primeiro provete, o de maior quantidade de armadura transversal, é o que mais se diferencia dos restantes. De facto, neste caso não são vislumbrados patamares de carga relevantes associados ao aparecimento da fissura diagonal. Importa salientar, que estes patamares assumem diferentes comportamentos quando se varia a área da secção da armadura de esforço transversal por metro de viga A_{sw}/s . À medida que esta vai diminuindo, os patamares deixam de ser aproximadamente horizontais, para passarem a evidenciar descargas cada vez mais acentuadas, e cada vez mais longa. Qualitativamente, o comportamento dos *Provetes 2 e 3* são semelhantes, nomeadamente em termos dos valores da

rigidez evidenciados após início do patamar de carga. No *Provete 2* a cedência das armaduras transversais ocorre para deformações inferiores, enquanto que no *Provete 3* a fase plástica é mais extensa, de tal modo que a carga máxima ocorre para a mesma deformação. Até é possível visualizar, nestes casos, um segundo patamar, a seguir ao ponto de cedência; em princípio devem estar associados a nova fissura, ou a um longo desenvolvimento das existentes. Após início da formação da fissuração diagonal, os *Provetes 4 e 5* pouco aumentam a sua resistência, evidenciando contudo equivalentes deformações relativamente aos restantes provetes.

No caso do *Provete 2*, o patamar de carga desenvolve-se ao longo de $0,21mm$ de deslocamento vertical relativo. No *Provete 3*, o patamar tem $0,31mm$ de comprimento. Nos *Provetes 3 e 4*, onde foram observadas descargas de cerca de $2,3kN$ durante os patamares, os comprimentos destes foram de $0,57mm$ e de $0,78mm$, respetivamente. Isto significa que de provete para provete, o crescimento do comprimento do patamar é de cerca de 50%; significativo portanto.

As diferenças relativamente à rigidez após fissuração de corte serão abordadas num ponto adiante.

Relativamente à resistência de cada provete, é de salientar a elevada capacidade de carga máxima do *Provete 1*, em linha com a maior quantidade A_{sw}/s . Depois, à medida que A_{sw}/s diminui, também diminui a capacidade de carga, tal como seria de esperar.

Importa salientar agora um aspeto fundamental para a compreensão e análise da deformação de corte. As curvas teóricas apresentadas relacionam a carga P com os deslocamentos relativos d_v , considerando apenas os efeitos da flexão. Para o que se segue é importante ter alguma segurança nestes valores. Portanto, a diferença entre os deslocamentos verticais relativos experimentais d_v e os deslocamentos verticais relativos teóricos d_t , definido por ΔT , corresponde ao deslocamento vertical relativo inerente ao esforço transverso. Esta diferença é visível nas Figuras 5.1 e 5.2, embora não esteja relacionada com o parâmetro A_{sw}/s , tal como seria de esperar. No Quadro 5.1 são apresentados os valores dos deslocamentos para os Pontos P_A e P_B , tal como definido no capítulo anterior. Como se pode observar, no ponto P_A o valor de ΔT decresce à medida que A_{sw}/s diminui, o que não pode deixar de ser considerado como um resultado curioso. No Ponto P_B , os valores ΔT são semelhantes, na medida em que não se evidencia uma tendência. Portanto, e de acordo com os resultados apurados, não se pode concluir que a deformação de corte numa viga de betão armado seja dependente da armadura A_{sw}/s preconizada.

Os desvios apresentados no quadro representam a relação entre o deslocamento vertical relativo inerente do esforço transverso ΔT e o correspondente d da curva experimental, respetivamente para os Pontos A e B . No Ponto A não se observa qualquer tendência de crescimento, mas o valor médio dos desvios vale 32%, o que é significativo. No ponto B , também não existe tendência, mas o desvio médio vale 50%, o que significa que o deslocamento inerente ao esforço transverso é equivalente ao de flexão. Com isto, conclui-se que os deslocamentos verticais relativos inerentes do esforço transverso não podem ser desprezados.

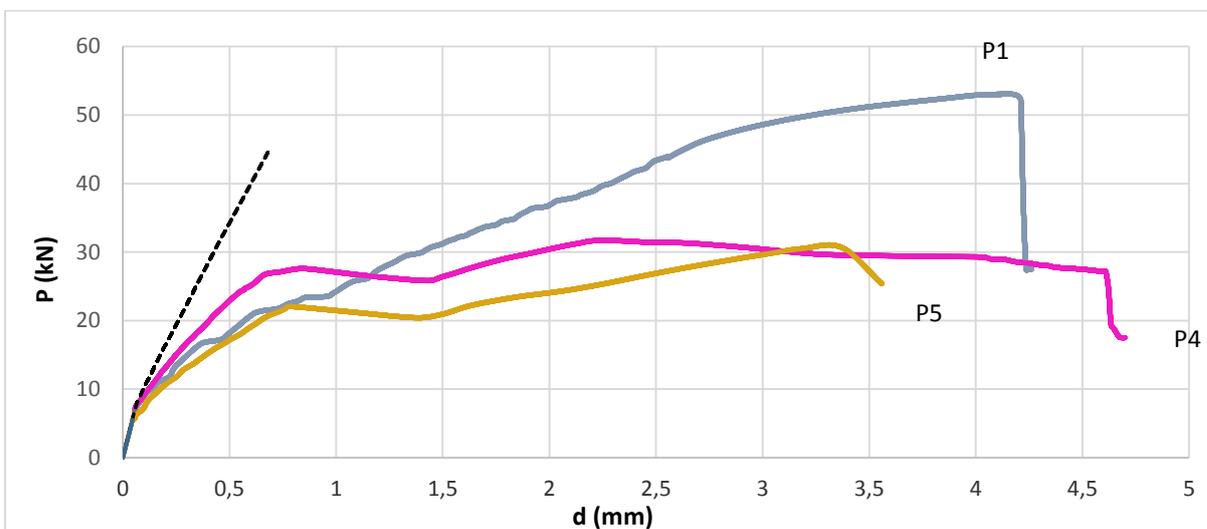


Figura 5.1 - Curvas $P-d_v$ teóricas e experimentais dos *Provetes 1, 4 e 5*.

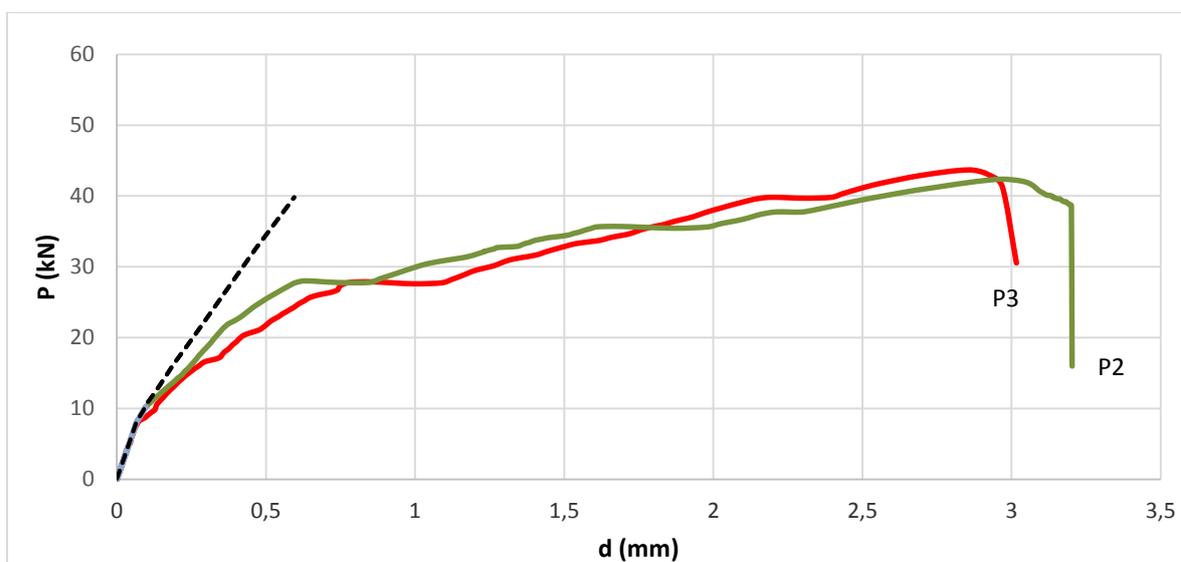


Figura 5.2 - Curvas $P-d_v$ teóricas e experimentais dos *Provetes 2 e 3*.

Quadro 5.1 - Valores de d_v nos pontos P_A e P_B .

Provete	d_A (mm)	d_B (mm)	d_{tA} (mm)	d_{tB} (mm)	Δt_A (mm)	Desvi. Δt_A	Δt_B (mm)	Desvi. Δt_B
1	0,37	0,62	0,20	0,28	0,16	44%	0,34	55%
2	0,32	0,78	0,22	0,39	0,10	32%	0,39	50%
3	0,36	0,63	0,30	0,39	0,06	17%	0,24	38%
4	0,23	0,68	0,17	0,38	0,06	26%	0,30	45%
5	0,19	0,78	0,11	0,30	0,08	40%	0,48	62%

5.2 Valores experimentais e regulamentares

Neste ponto interessa confrontar os valores experimentais agora apurados com os valores determinados por alguma regulamentação aplicável.

Na Figura 5.3 apresentam-se, para cada provete, através dos pontos numerados de 1 a 5, os resultados da capacidade resistente ao esforço transversal dos ensaios experimentais, no ponto de cedência das armaduras transversais P_y , assim como, a linha de tendência apresentada a cor azul e traço cheio. Os valores são apresentados em função de A_{sw}/s , representado pelo símbolo ξ . No caso particular do *Provete 5*, que não contém armadura transversal, o valor apresentado no gráfico corresponde ao valor de P_B , ou seja, o de início da fissuração de corte. De notar a correspondência entre a linha de tendência e os resultados obtidos experimentalmente podendo-se afirmar que têm um comportamento quase linear.

Nesta figura, são ainda apresentadas as resistências determinadas pelas normas Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão; Parte 1-1 (EC2), pelo ACI 318M-08 (ACI), pela Norma Brasileira ABNT NBR 6118 (N.B) e pelo Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (REBAP). Os pontos $\xi=0$ foram determinados pelas expressões correspondentes a elementos sem armadura transversal, exceto no caso da NB, tal como referido no Capítulo 2.

No caso do cálculo efetuado pelo EC2, foram utilizados os valores limite indicados na norma, para a cotangente do ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga, θ , nomeadamente $\cot \theta=1$ e $\cot \theta=2,5$. Para comparação com os valores experimentais, todos os cálculos foram efetuados com valores médios da resistência dos materiais.

Curiosamente, as linhas de tendências das normas utilizadas têm inclinação semelhante à obtida experimentalmente, exceto as determinadas pelo EC2 ($\cot \theta=2,5$) e pela N.B, cujas inclinações se afastam um pouco. O EC2 diferencia o cálculo de provetes com e sem armadura de esforço transversal, resultando numa curva com duas inclinações. Pelo contrário, a norma brasileira não

equaciona o cálculo da resistência ao esforço transversal para elementos sem estribos, obriga apenas à utilização de uma armadura mínima.

Observe-se que a curva EC2 ($\cot \theta=2,5$) não garante as condições de segurança a partir de $\xi \approx 0,21$. Pelo contrário, todas as outras originam soluções conservativas. O ACI é o que mais se aproxima dos resultados experimentais agora apurados; A NB tem uma primeira fase mais conservativa, mas aproximou-se rapidamente dos resultados experimentais no domínio analisado; não se sabe se para valores superiores poderá, ou não, interseccionar a linha dos resultados experimentais. Para o comprovar, seriam necessários ensaios de provetes com valores de $\xi=0,45$ e $\xi=0,55$. As soluções apresentadas pelo REBAP e principalmente o EC2 ($\cot \theta=1$) fornecem as soluções mais conservativas.

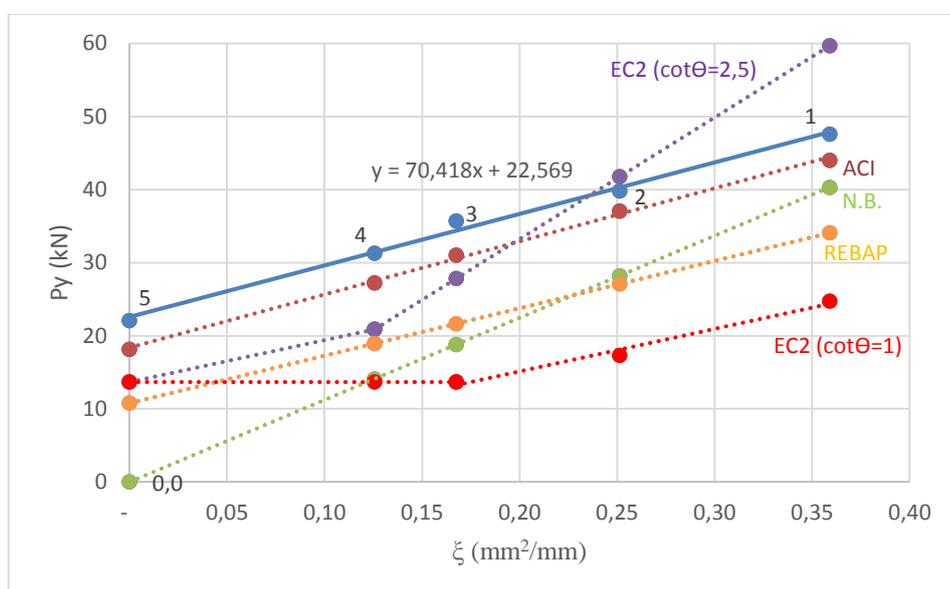


Figura 5.3 - Valores da resistência ao esforço transversal.

Nos Quadros 5.2 e 5.3 são apresentados os valores experimentais obtidos, assim como os determinados pelos regulamentos. Também são apresentados os desvios entre os valores das normas relativamente aos experimentais. As soluções determinadas pelo EC2 ($\cot \theta=1$) apresentam soluções cujos valores das resistências equivalem a menos de metade dos obtidos experimentalmente, tornando-se portanto demasiado conservativas. Pelo contrário, para o Provede 1, o EC2 ($\cot \theta=2,5$) indica um valor resistente ao esforço transversal de $V_s = 59,7kN$, superior ao valor experimental $P_y=47,6 kN$. Importa salientar o contraste da análise relativa aos valores EC2 dependentes da $\cot \theta$, no cálculo da resistência ao corte. Os desvios dos valores das Normas ACI e REBAP são praticamente constantes. Já os obtidos pela Norma Brasileira diminuem consideravelmente com o aumento de ξ .

Quadro 5.2 - Desvios dos valores de resistência ao corte. EC2.

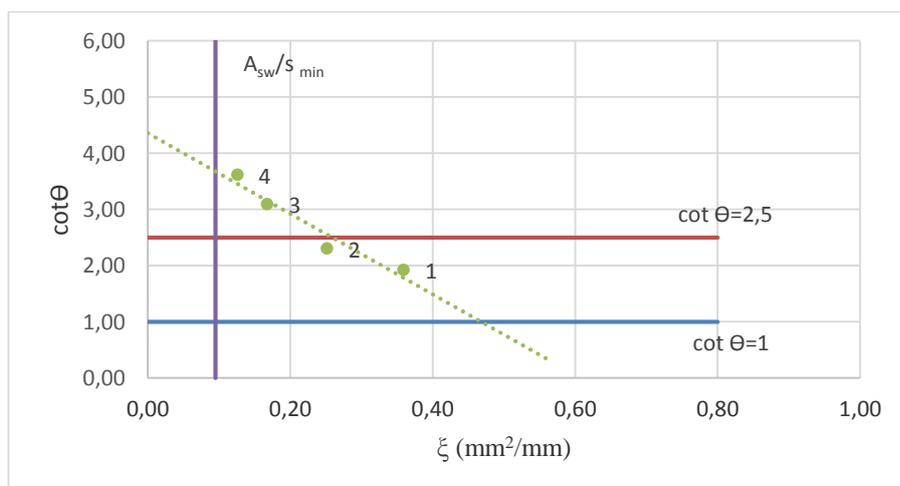
Provete	Py [kN]	EC2 (cot $\Theta=2,5$)	Desv. EC2	EC2 (cot $\Theta=1$)	Desv. EC2
1	47,6	59,7	-25%	24,7	48%
2	39,8	41,8	-5%	17,3	57%
3	35,7	27,9	22%	13,7	62%
4	31,3	20,9	33%	13,7	56%
5	22,1	13,7	38%	13,7	38%

Quadro 5.3 - Desvios dos valores de resistência ao corte. ACI, N.B. e REBAP.

Provete	Py [kN]	ACI	Desv. ACI	NB	Desv. NB	REBAP	Desv. REBAP
1	47,6	44,0	7%	40,3	15%	34,1	28%
2	39,8	37,1	7%	28,2	29%	27,1	32%
3	35,7	31,0	13%	18,8	47%	21,7	39%
4	31,3	27,2	13%	14,1	55%	18,9	39%
5	22,1	18,2	18%	0,0	100%	10,8	51%

5.3 Área de armadura em função de cot Θ .

Na Figura 5.4 são apresentados os valores das $\cot \theta$ determinados pela equação (2.10) do EC2, a partir dos valores experimentais (P_y) em função de A_{sw}/s , para os *Provetes 1, 2, 3 e 4*. No gráfico estão também representados os valores extremos da $\cot \theta$ e o limite mínimo da armadura de esforço transversal, todos indicados no EC2. Todos os pontos do gráfico acima da linha vermelha ($\cot \theta=2,5$) são soluções seguras em termos de EC2. Repare-se que a partir de $\xi \approx 0,25$ os valores de $\cot \theta=2,5$ não representam soluções seguras.

Figura 5.4 - Aproximação linear para os valores de $\cot \theta$.

Por curiosidade, apresenta-se na Figura 5.5 o gráfico anterior em que a curva de tendência adotada é agora um polinómio de 2º grau. É importante realçar a correspondência entre esta curva e os resultados experimentais apurados. As dúvidas entre as conclusões correspondentes à linha reta e ao polinómio de 2º grau poderiam ser esclarecidas com diversos resultados no domínio $\xi \geq 0,4$, nomeadamente $\xi \approx 0,5$ e $\xi \approx 0,7$. Contudo, nada garante que a viga, nestas condições atingiu a rotura por corte. Mais ainda, importa recordar que nestas vigas se adotou $\rho \approx 2\%$. Valores inferiores a este conduziram, evidentemente, a uma situação em que a rotura por flexão aproximar-se-ia do valor obtido para o *Provete 1*. Por exemplo, se se adotasse $\rho \approx 1\%$, o momento máximo seria $M_{máx} \approx 12,4kN.m$ e $P_y \approx 55kN$, de acordo com os resultados determinados pelo EC2. Ou seja, a cedência da armadura longitudinal A_s , poderia ocorrer antes do valor P_y apurado.

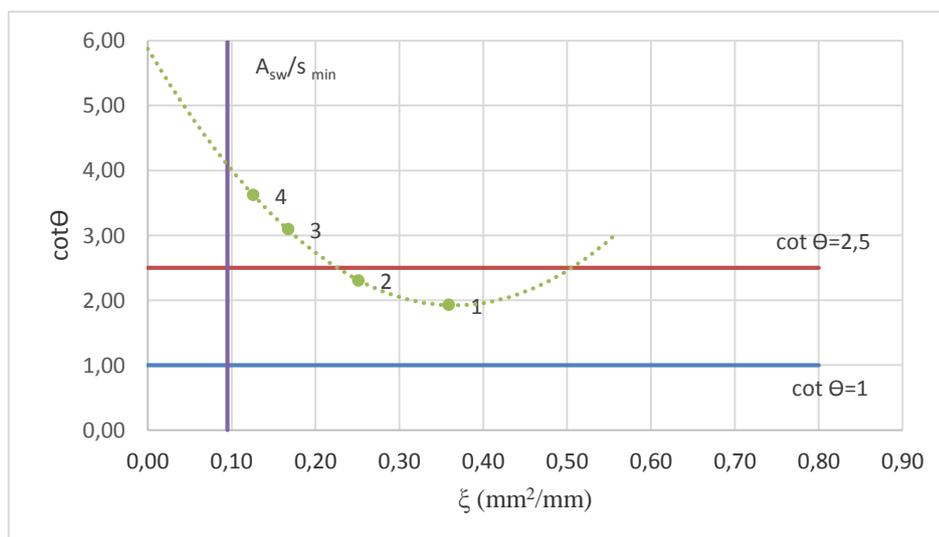


Figura 5.5 - Aproximação polinomial de grau 2 para os valores de $\cot \Theta$.

5.4 Valores da Rigidez K_{IV} e K_{III} .

Na Figura 5.6 encontram-se representados os valores da rigidez K_{IV} apurados experimentalmente para os provetes em análise em função de ξ , incluindo a linha de tendência e respetiva equação. Como referido anteriormente, a rigidez K_{IV} caracteriza o comportamento da viga após fendilhação devido ao esforço transversal. Importa salientar, em primeiro lugar, a relação quase linear entre K_{IV} e ξ . Para além disso, a rigidez K_{IV} do *Provete 5*, sem armadura transversal ($\xi = 0$), tem um valor considerável. Provavelmente este fenómeno encontra justificação nas armaduras longitudinais que asseguram algum acréscimo da capacidade resistente após fendilhação provocada pelo esforço transversal. Definindo $\Delta K_{IV}(\xi)$ como sendo

a diferença entre $K_{IV}(\xi)$ e $K_{IV}(\xi=0)$, verifica-se que o acréscimo de rigidez no ponto $\xi \approx 0,35$ dobra o valor apresentado pelo provete sem estribos $K_{IV}(\xi=0)$.

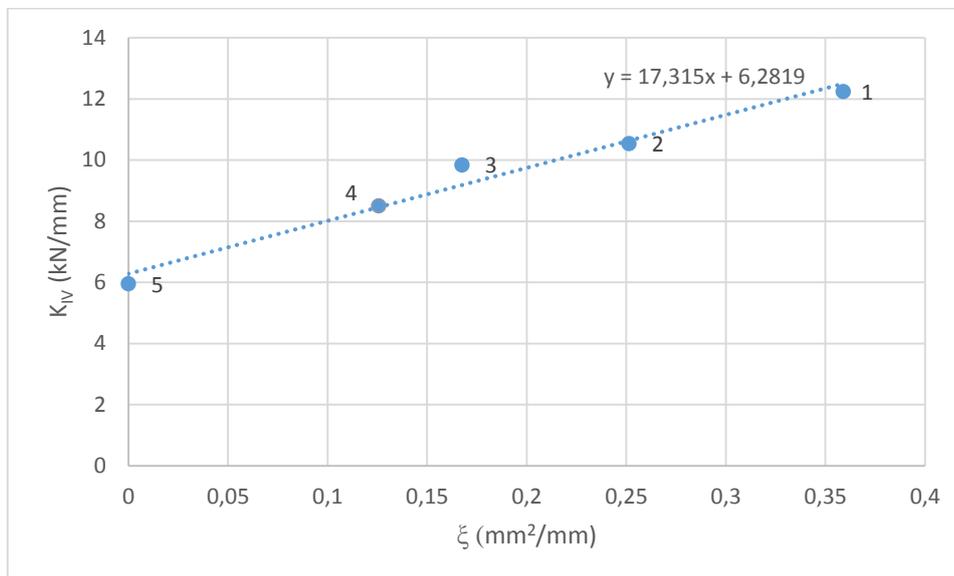


Figura 5.6 - Valores K_{IV} .

Na Figura 5.7 apresenta-se um gráfico semelhante ao anterior, mas agora com valores de K_{III} , ou seja, do valor da rigidez pré-fissuração de corte. Previa-se inicialmente que esta fase não dependeria das armaduras transversais, pelo que estavam previstos valores similares para a rigidez desta fase. Como se pode visualizar, os *Provetes 3, 2 e 1* corresponderam às expectativas apresentando valores aproximados. Os *Provetes 4 e 5* não apresentam valores coerentes, porventura dependentes das perturbações iniciais.

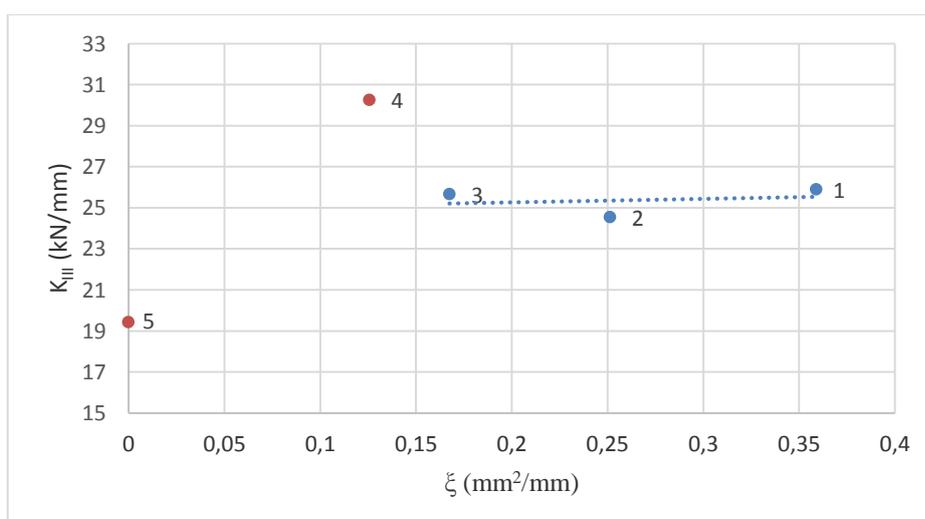


Figura 5.7 - Valores K_{III} .

5.5 Acréscimo de carga após fissuração de corte

Para esta análise importa começar por analisar os valores de P_B apresentados no Quadro 5.4. Como referido anteriormente, até ao 3º estado de fissuração, o correspondente ao corte, os provetes deveriam apresentar comportamentos similares, o que resultaria em valores de P_B semelhantes para os 5 provetes. De recordar que os restantes parâmetros eram quase iguais. Analisando os valores do Quadro 5.4 conclui-se que os valores de P_B não são exatamente iguais, diferindo em alguns casos, cerca de 20%, mas são quase iguais tendo em consideração a variabilidade de resultados experimentais. Acredita-se que o valor da carga de fissuração provocada por esforço transversal P_B , para estas vigas, ronde os valores apresentados pelos *Provetes 2, 3 e 4*.

Quadro 5. 4 - Valores de P_B .

Provete	P_B [kN]
1	21,2
2	27,8
3	28,0
4	26,9
5	22,1

Na Figura 5.8 é apresentada, na linha azul a traço cheio, a linha de tendência do acréscimo de resistência experimental dos provetes ΔP , desde o ponto de fissuração por esforço transversal P_B até ao ponto da cedência das armaduras transversais P_y . À semelhança das análises anteriores a linha de tendência é crescente e adapta-se de forma adequada aos resultados experimentais apurados, representados no gráfico com a numeração respetiva dos provetes. Na figura 5.8 estão também representadas os acréscimos de tensão analíticos determinados pelas normas referidas anteriormente. Este acréscimo é determinado pela diferença entre o valor de cálculo da resistência ao esforço transversal em elementos com armadura transversal e o valor de cálculo da resistência ao esforço transversal sem armadura transversal. Este processo é efetuado para os *Provetes 1, 2, 3 e 4*.

Repare-se que os acréscimos inerentes aos resultados experimentais e os acréscimos derivados das Normas ACI e REBAP apresentam valores semelhantes. Usando o EC2 apresentam-se duas soluções distintas. Considerando $\cot \theta = 2,5$, os valores originam valores de acréscimo superiores aos experimentais; considerando $\cot \theta = 1,0$ provoca valores de acréscimo inferiores aos experimentais. Neste caso, pode concluir-se que as normas não são conservativas para esta 3ª fase de fissuração, ou seja, depois do aparecimento das fissuras derivadas do esforço

transverso, o acréscimo determinado pelas normas está acima dos valores apurados neste trabalho.

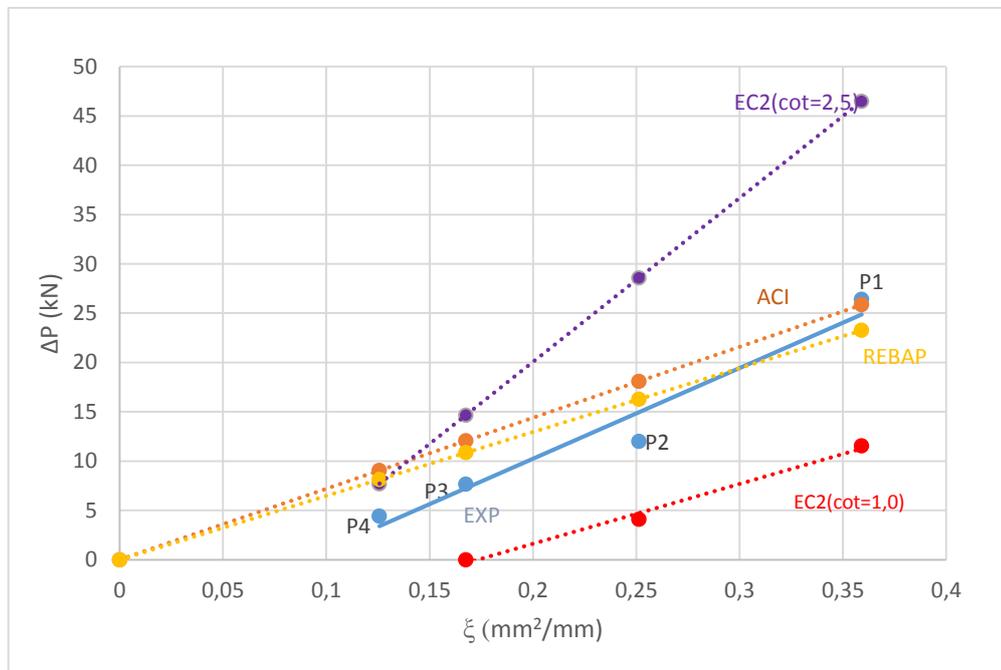


Figura 5.8 - Acréscimos da capacidade resistente.

6 CONCLUSÃO

Após a análise de resultados e os estudos realizados, é possível apresentar neste capítulo as principais conclusões acerca deste trabalho. Para além disso, e por forma a continuar o trabalho desenvolvido, propõe-se novos objetivos e temáticas para a realização de trabalhos futuros.

Este trabalho, de carácter exploratório, serviu essencialmente para perceber a influência do esforço transversal no comportamento de vigas de BA, variando as quantidades de armadura transversal. Nesse sentido criou-se um modelo de ensaio e construíram-se e ensaiaram-se 5 provetes.

O objetivo primordial foi cumprido através das análises efetuadas a partir dos gráficos carga-deslocamento, nomeadamente o conhecimento dos parâmetros mecânicos e do valor da rigidez dos diversos estados do comportamento. Os valores calculados com recurso a algumas das principais normas em vigor foram essenciais, não só para servir de referência e confrontação aos valores obtidos nos ensaios experimentais, como também para a averiguação das metodologias por estas adotadas.

Em suma, as principais conclusões deste trabalho são:

- As vigas sujeitas a esforço transversal apresentam quatro fases de comportamento distintas. No início verifica-se a linearidade do primeiro estado de comportamento. O Estado II subdivide-se em duas fases: na 1ª fase surgem as fissuras de flexão; na 2ª fase surgem as fissuras provocadas por esforço transversal. O Estado III vai desde o ponto de cedência das armaduras transversais, até à rotura, passando pelo ponto de carga máxima. As várias fases de comportamento apresentaram distintos valores de rigidez, apresentando quebras até 90% do Estado I para a 2ª fase do Estado II.
- Após o início da fissuração diagonal, o valor da deformação vertical relativa, medido na curva experimental, equivale a cerca do dobro do mesmo valor medido na curva teórica determinada considerando apenas a contribuição da flexão. A diferença entre estes valores corresponde ao valor da deformação vertical relativa derivada do esforço transversal, refletindo a sua importância na avaliação dos deslocamentos verticais em vigas sujeitas essencialmente ao corte.

- As fissuras de flexão, após o seu aparecimento, evoluíram rapidamente até atingirem o valor máximo de abertura. Já as de corte evoluíram linearmente até ao ponto de cedência das armaduras, apresentando um valor de abertura de fenda 5 vezes superior relativamente às de flexão.
- A partir do ponto de fissuração transversal, as variações da quantidade unitária de armadura transversal dão origem a diferenças no comportamento mecânico das vigas. Por exemplo, os patamares de carga, após fissuração diagonal, ficam cada vez mais extensos e decrescentes à medida a aquela quantidade diminui. Como esperado, a capacidade de carga da viga decresce com a diminuição de A_{sw}/s . Comparada com a viga sem estribos, a viga com maior quantidade de armadura transversal construída, apresenta uma capacidade de carga superior em cerca de 50%.
- A maioria dos modelos de cálculo, sugeridos pelas normas adotadas, é conservativa na determinação do valor da capacidade resistente das vigas, com exceção de uma variante apresentada pelo EC2. Esta variante admite, para o cálculo da capacidade resistente da viga, fissuração diagonal inclinada a $\cot\Theta = 2,5$. Através da análise efetuada, conclui-se que este valor pode ser “inseguro” no dimensionamento de vigas ao esforço transversal.

6.1 Trabalhos Futuros

Com a experiência adquirida no decorrer dos trabalhos, várias ilações foram retiradas, as quais deveriam ter sido inicialmente consideradas no sentido de corrigir alguns erros cometidos, ou de melhorar algumas das decisões tomadas.

O modelo de ensaio adotado foi de elevada complexidade tornando, não só a sua construção como também o fabrico dos provetes, um processo exaustivo, demorado e de difícil execução. Como alternativa sugere-se um modelo simétrico de 2 apoios e 3 cargas. Entre apoios, é possível obter diagramas de esforços equivalentes ao simulado. Este é um modelo mais simples, quer para a construção das vigas, quer para a realização do ensaio, no qual se conseguem, presumivelmente, obter os mesmos resultados.

Em caso de adoção do mesmo modelo num outro trabalho futuro, sugere-se uma nova metodologia de “fecho do *layout*”, ou seja, aperto do provete ao pilar da viga do atuador, evitando a introdução de possíveis resíduos de esforços.

Devido ao reduzido número de provetes ensaiados, os resultados apresentados carecem de confrontação. Sugere-se o ensaio de provetes com outras dimensões, outras quantidades de armadura, ou até, outras disposições de armadura. Por exemplo, as dúvidas entre as conclusões correspondentes à curva de tendência da Figura 5.4 poderia ser esclarecida com diversos resultados no domínio $\xi \geq 0,4$, nomeadamente $\xi \approx 0,5$ e $\xi \approx 0,7$.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Commitee 318-11. Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills: ACIAmerican Concrete Institute; 2005.
- ABNT NBR 6118 (2002). “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”. Rio de Janeiro.
- Appleton, J. (2013). “Estruturas de Betão – Volumes 1 e 2”, Edições Orion, Amadora.
- Arslan, G.; Kiristioğlu, I. (2013) European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol. 17, No. 7, 554–563
- Arslan, G.; Polat, Z. (2013). Contribution of concrete to shea strength of RC beams failing in s hear, Journal of Civil Engineering and Management 19(3): 400_408.
- Beeby, A, Narayanan, R. (1995). “Designers’ Handbook to Eurocode 2 – Part 1-1: Design of Concrete Structures”. Thomas Telfod Servicies Ltd, London.
- Birgisson, S. (2011). “Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups”. Tesis in Civil Engineering BSc. School of Science and Engineering.
- Camara, J. (2014). “Folhas de Betão I” Instituto Superior Técnico
- Collins MP, Mitchell D. Diagonal Compression Field Theory - A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion. ACI Journal Proceedings. 1974;71(8):396-408.
- Comité Euro-International du Béton. Model Code 90. 1993.
- Dias da Silva, V. (2004). “Mecânica e Resistência dos Materiais”. 3ªEdição, Zuari, Coimbra.
- EN1992-1-1 (2004). “Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios”. CEN, Bruxelas.
- EN1992-1-1 (2004). “Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios”. CEN, Bruxelas.
- EN1998-1-1 (2004). “Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings”, CEN, Brussels.
- FLEMENT-HENNEBIQUE, R – le centenaire de François hennebique – institute technique du batimento et des travaux public, paris, le 31 march 1943.
- Guerra, F. (2014). “Avaliação Experimental do Comportamento Mecânico de Materiais Ativados Alcalinamente”. Tese de Metrado em Engenharia civil, Especialização em

- Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Leonhardt F, Monnig E. *Vorlesungen ueber Massivbau*. Springer; 1973.
- Lopes, A., Lopes S. (2012). “Importance of a Rigorous Evaluation of the Cracking Moment in RC Beams and Slabs”. *Computers and Concrete*, Vol. 9, Issue. 4, pp. 275-291.
- Lou, T; Lopes, S; Lopes, A. (2014). “A finite elemento model to simulate long-term behavior of prestressed concretegirders”. Department of Civil Engineering, University of Coimbra, Coimbra 3030-788, Portugal
- Kupfer H. Generalization of Morsch's truss analogy using the principle of minimum strain energy. *Bulletin d'Information*. 1964;40:44-57.
- MacGregor, J., (1992). “Reinforced Concrete, Mechanics & Design”. Prentice Hall, New Jersey.
- Morsch E. *Der eisenbetonbau-seine theorie und anwendung (Reinforced concrete construction -theory and application*. Vol 1. Stuttgart 1920.
- NP EN10002-1 (2006). “Materiais metálicos. Ensaios de tracção – Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- NP EN12390-3 (2011). “ Ensaios do betão endurecido – Parte 3: Resistência à compressão de provetes”. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- Priestley, M. J. N.; Verma, R.; Xiao, Y. 1994. Seismic shearstrength of reinforced concrete columns, *Journal ofStructural Engineering ASCE* 120(8)
- REBAP; “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado”; Decreto-Lei nº349-c/83, de 30 Julho e Decreto-Lei nº 128-99, de 21 Abril, Porto Editora, 2004.
- Reinforced concrete *Fundamentals* by Ferguson/Breen/Jirsa/5/e, John Wiley and Sons printed in 1988, PP.143-160.
- Ribeiro, B. (2008). “Avaliação de Deformações em estruturas de Betão Armado”. Tese de Metrado em Engenharia civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Ribeiro, J. (2014). “Resistencia de Vigas Construidas com Geopolímeros”. Tese de Metrado em Engenharia civil, Especialização em Estruturas, Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Ribeiro, B. (2008). “Avaliação de Deformações em estruturas de Betão Armado”. Tese de Metrado em Engenharia civil, Especialização em Estruturas, Departamento de

Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.

Sezen, H.; Moehle, J. P. 2004. Shear strength model for lightly reinforced concrete columns, *Journal of Structural Engineering ASCE* 130(11)

Taylor HPJ. The fundamental behaviour of reinforced concrete beams in bending and shear. ACI

Terras, R (2013). “Efeito de Cargas Concentradas em lajes de Betão Armado sem Armaduras Transversais”. Tese de Mestrado em Engenharia civil, Especialização em Estruturas, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Theodore C. Zsutty. "Beam shear strength prediction by analysis of existing data," *ACI-journal*, title No.65-71, Nov. 1968, PP.943-951 Special Publication. 1974;42:43-78.

Theodore C. Zsutty. "Shear strength prediction for separate categories of simple beam tests" *ACI journal* Feb 1971, title No.68-15, PP. 138-143.

Vecchio FJ, Collins MP. “The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear”. *ACI Structural Journal*. 1986;83(22):219-231.

Vecchio FJ, Collins MP. “Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory” *ACI Structural Journal*. 1988;83(22):219-231.

Ziara, M. M. (1993). “The influence of confining the compression zone in the design of structural concrete beams”. Heriot-Watt University.