

# **Comportamento à flexão de vigas eco-eficientes de ultra elevada durabilidade**

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia  
Civil: Especialização em Construção Urbana

**Autor**

**Ricardo André das Neves Martins**

**Orientadores**

**Prof. Doutor Ricardo Nuno Francisco do Carmo**

Instituto Politécnico de Coimbra

Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

**Prof. Doutor Hugo Sérgio Sousa Costa**

Instituto Politécnico de Coimbra

Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

Coimbra, Junho 2018



*A coisa mais indispensável a um homem é reconhecer o  
uso que deve fazer do seu próprio conhecimento*

Platão



## AGRADECIMENTOS

Com a conclusão deste trabalho, resta-me prestar o meu reconhecimento e gratidão, em particular:

- Aos Professores Doutor Ricardo do Carmo e Doutor Hugo Costa, pela excelente orientação, disponibilidade sempre mostrada e pelos conhecimentos facultados durante a minha formação. Obrigado pela amizade, pelo incentivo e pelos conselhos, fundamentais para a realização desta investigação.
- Agradeço também ao técnico António Amaral, pelo tempo despendido e pela alegria.
- Ao Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, especialmente o Departamento de Engenharia Civil, por me dar a oportunidade de desenvolver um projeto de caráter experimental, realizado maioritariamente no Laboratório de Estruturas, e também no Laboratório de Materiais de Construção.
- Aos meus colegas e amigos de mestrado, João Morgado e Rafael Gonçalves, o meu obrigado pela ajuda proporcionada, e pelo companheirismo, sem os quais não era possível a concretização deste trabalho.
- Aos meus Pais e irmãos, por sempre acreditarem em mim, pela preocupação e pelo carinho.
- À Soraia, pelo incansável apoio, paciência, compreensão e pelo carinho.

A todos, muitíssimo obrigado!



## RESUMO

Atualmente, o ecossistema mundial tem vindo a ser confrontado com problemas de grande importância, a elevada poluição do meio ambiente e a limitação dos recursos energéticos. Estes problemas têm contribuído para que a sustentabilidade da construção seja uma prioridade cada vez maior no presente e no futuro. A manutenção e a reabilitação do património construído surge como uma das medidas mais eficazes para prevenir ou reduzir o consumo de energia no setor da construção. No caso da construção nova, a tendência é para verificar-se um aumento da utilização de elementos estruturais pré-fabricados com partes betonadas em obra, obtendo-se uma maior rapidez de execução associada a um maior controlo de qualidade.

O betão de ultra elevada durabilidade, reforçado com fibras metálicas, é considerado um material inovador desenvolvido nas últimas décadas, apresentando um conjunto de características especiais, como a durabilidade, a facilidade de aplicação, as elevadas resistências mecânicas, tornando-o num produto particularmente atraente para a reabilitação e reforço de estruturas de betão. No entanto, este betão não deve ser produzido em grandes quantidades devido ao elevado consumo de cimento e adições, resultando em elevados custos económicos e ambientais. Considerando estas desvantagens é proposto que o betão de ultra elevada durabilidade seja usado apenas na camada de recobrimento, formando-se assim uma *superskin* que protege o elemento estrutural dos ambientes mais agressivos, isto é, aumenta a durabilidade das estruturas de betão sem que, no entanto, seja criado um impacte ambiental muito significativo (a quantidade de CO<sub>2</sub> libertada para a atmosfera é menor devido ao menor consumo de cimento e adições).

A presente dissertação pretende explorar o conceito de *superskin* do ponto de vista do comportamento estrutural, nomeadamente, estudar o comportamento de vigas sujeitas a esforços de flexão, compostas por uma camada exterior de betão de ultra elevada durabilidade, associado a um núcleo com betão eco-eficiente, com baixa dosagem de cimento, de modo a obter uma solução mais durável e ao mesmo tempo, ecologicamente mais eficiente.

Foram realizadas oito vigas com diferentes taxas de armadura: quatro vigas produzidas apenas com betão com baixa dosagem de cimento (usadas como vigas de referência) e quatro vigas produzidas com um betão de ultra elevada durabilidade na camada de recobrimento e com um betão com baixa dosagem de cimento no núcleo. As diferentes taxas de armadura longitudinal permitem avaliar a influência da *superskin* em vigas com roturas dúcteis e frágeis. Com base nos dados recolhidos durante os ensaios experimentais estudou-se: (i) relação carga-deslocamento; (ii) os valores teóricos e experimentais do momento resistente; (iii) a evolução da curvatura nas secções críticas; (iv) a evolução da rigidez à flexão com a carga aplicada; (v) a ductilidade; e (vi) a fendilhação e o tipo de rotura. Da análise de resultados foi possível verificar que o recobrimento em betão de ultra elevada durabilidade é uma solução com aspetos muito positivos, nomeadamente, aumenta a resistência à flexão das vigas.

*Palavras-chave:* betão, durabilidade, sustentabilidade, flexão, vigas, resistência.

---



## ABSTRACT

Currently the global ecosystem has been confronted with an important problem, the high pollution of the environment and the limited energy resources. These problems have contributed to the sustainable construction being an increasing priority in the present and the future. The maintenance and rehabilitation of the built heritage appears as one of the most effective measures to prevent or reduce energy consumption in the construction sector. In cases of new construction, the tendency is to see an increase in the use of prefabricated structural elements with concrete work done on site obtaining a faster execution associated with a much better quality control.

Ultra high performance concrete reinforced with metallic fibers is considered an innovative material developed in the last decades, presenting many special features such as durability, an easy application and high mechanical resistance, which makes it a particularly attractive product for the rehabilitation and reinforcement of the concrete structures. However this type of concrete shouldn't be produced in large quantities, due to the high consumption of cement and additives, resulting in high economic and environmental costs. Considering these disadvantages, it's suggested that the ultra high performance concrete be used only for the finishing coat, thus forming a *superskin* that protects the structural element from the most aggressive environments, it means that increases the durability of the concrete structures without, however, creating a very significant environmental impact (the CO<sub>2</sub> quantity released into the atmosphere is lower due to the lower consumption of cement and additive).

The present dissertation pretends to explore the concept of *superskin* from the point of view of structural behavior, namely, to study the behavior of beams, subjected to bending stress, composed of an outer layer of ultra high performance concrete, associated with an eco-efficient concrete core, with low dosage of cement, in order to obtain a more durable and at the same time ecologically efficient solution.

Eight beams were made with different tensile reinforcement ratios: four beams produced only with a low dosage cement concrete (used as reference beams) and four beams produced with ultra high performance concrete in the finishing coat/cover and with a low cement concrete in the core. The different ratios of longitudinal reinforcement allow to evaluate the influence of *superskin* in beams with ductile and fragile failures. Based on the data recorded during the experimental tests, it was studied: (i) load-displacement relation; (ii) the theoretical and experimental values of the resistant moment; (iii) the evolution of the curvature in the critical sections; (iv) the evolution of bending stiffness with the applied load; (v) ductility; and (vi) the cracking and type of rupture. From the results analysis, it was possible to verify that the cover of ultra high performance concrete is a solution with very positive aspects, namely, it also increases the flexural strength of the beams.

*Key words:* concrete, durability, sustainability, bending, beams, strength



---

**ÍNDICE**

AGRADECIMENTOS .....	v
RESUMO .....	vii
ABSTRACT .....	ix
ÍNDICE.....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS .....	xv
ÍNDICE DE QUADROS .....	xix
SIMBOLOGIA .....	xxi
ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS .....	xxv
Capítulo 1 – Introdução .....	1
1.1. Enquadramento do Tema.....	1
1.2. Objetivos e Metodologias.....	2
1.3. Organização do Trabalho .....	3
Capítulo 2 – Durabilidade, Betões UHDC e LBC e interface entre betões.....	5
2.1. Durabilidade .....	5
2.1.1. Generalidades .....	5
2.1.2. Indicadores de durabilidade.....	6
2.2. Betão de ultra elevada durabilidade ( <i>Ultra High Durability Concrete</i> , UHDC) .....	8
2.2.1. Desenvolvimento do UHDC.....	8
2.2.2. Propriedades do UHDC .....	10
2.2.3. Constituição do UHDC.....	13
2.2.4. Aplicação dos UHDC .....	17
2.3. Betão eco-eficiente .....	19
2.3.1. O Ambiente e a indústria do cimento .....	19
2.3.2. Betão com baixa dosagem de cimento ( <i>Low Binder Concrete</i> , LBC) .....	20
2.4. Interface entre betões.....	23
2.5. Resistência à flexão em vigas.....	26
Capítulo 3 – Programa Experimental .....	31
3.1. Caracterização das misturas .....	31
3.1.1. Composições.....	31
3.1.2. Materiais .....	32

3.1.2.1. Ligantes .....	32
3.1.2.2. Agregados .....	33
3.1.2.3. Adjuvante e Água.....	35
3.1.2.4. Fibras.....	36
3.1.2.5. Aço .....	36
3.2. Caraterísticas dos Betões .....	38
3.2.1. Resistência à compressão .....	38
3.2.2. Módulo de elasticidade .....	39
3.2.3. Resistência à tração por compressão diametral.....	40
3.2.4. Resistência à tração por flexão.....	40
3.2.5. Resultados .....	42
3.3. Estudo da adesão na Interface entre betões.....	43
3.3.1. Rugosidade das interfaces .....	43
3.3.2. Preparação dos provetes.....	44
3.3.3. Descrição do ensaio de corte inclinado e instrumentação.....	47
3.3.4. Resultados .....	48
3.4. Descrição dos ensaios das vigas à flexão.....	51
3.4.1. Descrição das vigas .....	52
3.4.2. Armadura das Vigas para o ensaio à Flexão .....	54
3.4.3. Produção das Vigas .....	57
3.4.4. Descrição dos ensaios e instrumentação .....	62
Capítulo 4 – Análise dos Resultados.....	67
4.1. Controlo das medições .....	67
4.1.1. Relação força no atuador – Somatório das forças de reação.....	67
4.1.2. Relação deslocamento a meio vão <i>LVDT</i> - atuador .....	68
4.1.3. Relação entre deslocamento a 1/4 do vão .....	69
4.2. Relação carga-deslocamento das vigas .....	70
4.3. Análise do momento fletor teórico e experimental.....	76
4.3.1. Momento teórico .....	76
4.3.2. Momento máximo (experimental) .....	79
4.3.3. Relação $M_{teo} / M_{máx}$ .....	80
4.4. Relação Momento/Curvatura .....	81

---

---

4.5. Análise da rigidez à flexão .....	86
4.5.1. Rigidez teórica.....	87
4.5.2. Rigidez experimental.....	88
4.5.3. Relação $EI_{teo} / EI_{exp}$ .....	90
4.6. Análise da ductilidade das vigas (Índices de ductilidade).....	94
4.7. Fendilhação e tipo de rotura .....	97
Capítulo 5 - Conclusões Principais e Desenvolvimentos Futuros.....	103
5.1. Conclusões Principais.....	103
5.2. Desenvolvimentos Futuros .....	105
Referências Bibliográficas.....	107
ANEXO A – Controlo das Medições .....	111
ANEXO B - Relação Carga-Deslocamento.....	117
ANEXO C – Cálculo do $M_{teo}$ .....	119
ANEXO D – Determinação da curvatura experimental .....	123
ANEXO E – Relação $M - 1/r$ .....	125
ANEXO F – Cálculo do $EI_{I,teo}$ e do $EI_{II,teo}$ .....	127



---

**ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura 2.1: Vida útil e vida residual de uma estrutura (Coutinho, 1998).....	6
Figura 2.2: Comparação da porosidade dos capilares com a relação A/C (Almeida, 2001).....	7
Figura 2.3: Evolução das resistências médias à compressão do betão aos 28 dias (Coutinho, 1998).....	9
Figura 2.4: Resistência à compressão do betão vs razão A/C vs resistência à compressão do cimento ( <i>Sika</i> 2005).....	14
Figura 2.5: Exemplos de fibras de metálicas (Sousa, 2014).....	16
Figura 2.6: Esquema de concentração de tensões (adaptado de Barros, 2009).....	17
Figura 2.7: Consumo Global de cimento (WBCSD, 2009).....	19
Figura 2.8: Mistura tradicional vs mistura com baixa dosagem de cimento (adaptado de Proske <i>et al.</i> , 2014).....	22
Figura 2.9: Elemento com interface rugosa entre LBC e UHDC.....	23
Figura 2.10: Modelo “dentes de serra”, utilizado na teoria do corte-atrito (Santos, 2009).....	24
Figura 2.11: Slant Shear Test: Dimensões e tensão na interface (Saldanha <i>et al.</i> , 2012).....	25
Figura 2.12: Deformação plástica do aço numa viga de betão armado.....	27
Figura 2.13: Rotura do betão comprimido numa viga de betão armado.....	27
Figura 2.14: Distribuição de tensões num elemento em BRFA fendilhado (Adaptado de Robins <i>et al.</i> , 2001).....	29
Figura 3.1: Aspeto macroscópico dos ligantes utilizados.....	33
Figura 3.2: Aspeto macroscópico dos agregados finos.....	34
Figura 3.3: Aspeto macroscópico do agregado grosso (Brita 6/14 <i>mm</i> ).....	34
Figura 3.4: Embalagem do adjuvante <i>MasterGlenium SKY 526</i> .....	35
Figura 3.5: Aspeto macroscópico das microfibras utilizadas.....	36
Figura 3.6: Aspeto das armaduras utilizadas nas vigas.....	37
Figura 3.7: Provetes cúbicos para ensaio à compressão.....	38
Figura 3.8: Cura em tanque de água.....	39
Figura 3.9: Ensaio de tração por flexão.....	41
Figura 3.10: Diagrama Carga-deslocamento do ensaio de tração por flexão.....	42
Figura 3.11: Superfícies do betão de substrato em LBC.....	44
Figura 3.12: Dimensões, em <i>mm</i> , dos provetes do ensaio de corte inclinado.....	44

---

Figura 3.13: Moldagem da metade de LBC dos provetes – Interface lisa (sem tratamento) e rugosa.....	45
Figura 3.14: Moldagem da metade de LBC dos provetes.....	45
Figura 3.15: Preparação e betonagem final dos provetes de corte inclinado.....	46
Figura 3.16: Moldes betonados com as duas partes do provete.....	46
Figura 3.17: Provetes do ensaio do corte inclinado.....	47
Figura 3.18: Ensaio de provete de corte inclinado.....	47
Figura 3.19: Tipos de rotura do ensaio dos provetes de corte inclinado.....	48
Figura 3.20: Esquema de ensaio à flexão e diagramas de esforços.....	52
Figura 3.21: Detalhe da viga ensaiada, com <i>superskin</i> .....	53
Figura 3.22: Corte transversal da viga.....	53
Figura 3.23: Corte transversal e longitudinal da viga (taxa de armadura de 2Ø10).....	54
Figura 3.24: Corte transversal e longitudinal da viga (taxa de armadura de 4Ø10).....	55
Figura 3.25: Corte transversal e longitudinal da viga (taxa de armadura de 4Ø12).....	55
Figura 3.26: Corte transversal e longitudinal da viga (taxa de armadura de 4Ø16).....	56
Figura 3.27: Esquema das cofragens das vigas em <i>AutoCAD</i> <sup>®</sup> .....	57
Figura 3.28: Cofragem metálica e armaduras.....	58
Figura 3.29: Execução das amassaduras de LBC.....	58
Figura 3.30: Betonagem, com vibração, e cura das vigas.....	59
Figura 3.31: Vigas com betão de baixa dosagem de cimento, LBC – vigas de referência e núcleos.....	60
Figura 3.32: Cofragem metálica com núcleo das vigas.....	60
Figura 3.33: Execução das amassaduras de UHDC.....	61
Figura 3.34: Betonagem e cura da <i>superskin</i> .....	61
Figura 3.5: Descofragem e armazenamento das vigas.....	62
Figura 3.36: Pórtico de Ensaio.....	62
Figura 3.37: Viga preparada para ensaio à flexão.....	63
Figura 3.38: Esquema do pórtico de ensaio (Silva, 2015).....	64
Figura 3.39: Esquema detalhado do equipamento de ensaio (Silva, 2015).....	65
Figura 3.40: Célula de carga e equipamento de controlo e aquisição de dados.....	66
Figura 4.1: Relação Força atuador - $\sum$ Forças de reação (Vigas $\rho = 0,65\%$ ).....	68
Figura 4.2: Relação deslocamento <i>LVDT</i> a meio vão – atuador (Vigas $\rho = 0,65\%$ ).....	69

---

---

Figura 4.3: Relação deslocamento <i>LVDTs</i> verticais (Vigas $\rho = 0,65\%$ ) .....	70
Figura 4.4: Diagramas carga-deslocamento .....	71
Figura 4.5: Relação Força máxima-Taxa de armadura longitudinal de tração.....	72
Figura 4.6: Evolução da deformação das vigas de ensaio ( $\rho = 0,65\%$ ).....	73
Figura 4.7: Evolução da deformação das vigas de ensaio ( $\rho = 1,30; 1,86; 3,32\%$ ).....	74
Figura 4.8: Deformação da viga de ensaio V1_R_0,65 para $F = 50\text{ kN}$ .....	75
Figura 4.9: Deformação das restantes vigas de ensaio para $F = 50\text{ kN}$ .....	76
Figura 4.10: Distribuição de tensões para cálculo de $M_{teo}$ – vigas de referência.....	77
Figura 4.11: Distribuição de tensões para cálculo do $M_{teo}$ – vigas superskin.....	78
Figura 4.12: Esquemas para cálculo da curvatura .....	81
Figura 4.13: Diagramas Momento-Curvatura (Método 1) .....	82
Figura 4.14: Relação curvatura (Método 1) – taxa de armadura longitudinal de tração .....	83
Figura 4.15: Esquema da deformada da viga .....	84
Figura 4.16: Diagramas Momento-Curvatura (Método 2) .....	84
Figura 4.17: Relação curvatura (Método 2) – taxa de armadura longitudinal de tração .....	85
Figura 4.18: Relação Momento-Curvatura da viga V1_SK_0,65 (Comparação dos dois métodos de cálculo da curvatura).....	86
Figura 4.19: Diagrama $M-I/r$ para análise da rigidez experimental – V2_SK_1,30.....	88
Figura 4.20: Relação entre a rigidez à flexão e a taxa de armadura longitudinal de tração .....	90
Figura 4.21: Comparação entre os valores teóricos e experimentais da rigidez ( $\rho=0,65;1,30\%$ ) .....	92
Figura 4.22: Comparação entre os valores teóricos e experimentais da rigidez ( $\rho=1,86;3,32\%$ ) .....	93
Figura 4.23: Definição dos pontos do índice de ductilidade em deslocamento – V2_R_1,30.....	96
Figura 4.24: Relação entre os índices de ductilidade e a taxa de armadura de tração.....	97
Figura 4.25: Correspondência entre a fendilhação e o diagrama carga-deslocamento – V2_SK_1,30 .....	98
Figura A.2.1: Relação Força atuador - $\sum$ Forças de reação (Vigas $\rho = 1,30\%$ ) .....	112
Figura A.2.2: Relação Força atuador - $\sum$ Forças de reação (Vigas $\rho = 1,86\%$ ) .....	112
Figura A.2.3: Relação Força atuador - $\sum$ Forças de reação (Vigas $\rho = 3,32\%$ ) .....	113
Figura A.3.1: Relação deslocamento do <i>LVDT</i> a meio vão – atuador (Vigas $\rho = 1,30\%$ ) .....	113
Figura A.3.2: Relação deslocamento do <i>LVDT</i> a meio vão - atuador (Vigas $\rho = 1,86\%$ ).....	114
Figura A.4.1: Relação deslocamento dos <i>LVDTs</i> verticais (Vigas $\rho = 1,30\%$ ).....	115

---

Figura A.4.2: Relação deslocamento dos <i>LVD</i> Ts verticais (Vigas $\rho = 1,86\%$ ) .....	115
Figura B.1: Diagramas carga-deslocamento das vigas com $\rho=0,65\%$ .....	117
Figura B.2: Diagramas carga-deslocamento das vigas com $\rho=1,30\%$ .....	117
Figura B.3: Diagramas carga-deslocamento das vigas com $\rho=1,86\%$ .....	118
Figura B.4: Diagramas carga-deslocamento das vigas com $\rho=3,32\%$ .....	118
Figura C.1.1: Distribuição de tensões para cálculo do $M_{teo}$ – vigas de referência.....	119
Figura C.2.1: Distribuição de tensões para cálculo do $M_{teo}$ – vigas <i>superskin</i> .....	121
Figura D.1: Esquema para cálculo da curvatura (Método 1) .....	123
Figura E.1: Relação $M - 1/r$ para taxa de armadura $\rho = 0,65\%$ .....	125
Figura E.2: Relação $M - 1/r$ para taxa de armadura $\rho = 1,30\%$ .....	125
Figura E.3: Relação $M - 1/r$ para taxa de armadura $\rho = 1,86\%$ .....	126
Figura E.4: Relação $M - 1/r$ para taxa de armadura $\rho = 3,32\%$ .....	126
Figura F.1.1: Esquema para o cálculo da inércia da viga de referência.....	127
Figura F.2.1: Esquema para o cálculo da inércia da viga com <i>superskin</i> .....	129

---

**ÍNDICE DE QUADROS**

Quadro 2.1: Porosidade à água betão convencional vs UHDC (Fernandes, 2011, adaptado de AFGC-SETRA, 2002) .....	11
Quadro 2.2: Diferença das classes de betões segundo a sua resistência à compressão (Pliskin, 1992).....	11
Quadro 2.3: Diferença das classes de betões (Harris, 2010) .....	11
Quadro 2.4: Diferença das classes de betões (adaptado de Shah, 2000).....	12
Quadro 3.1: Composição dos betões para a produção de $1 m^3$ ( $kg/m^3$ ).....	32
Quadro 3.2: Massa volúmica dos ligantes .....	33
Quadro 3.3: Massa volúmica dos agregados .....	35
Quadro 3.4: Características estimadas para o aço utilizado (EC2) .....	37
Quadro 3.5: Ensaio de caracterização do betão realizados .....	38
Quadro 3.6: Resultados dos ensaios de compressão, tração e módulo de elasticidade .....	42
Quadro 3.7: Resultados do ensaio de tração por flexão .....	43
Quadro 3.8: Valores da resistência ao corte da interface .....	49
Quadro 3.9: Valores da tensão normal na interface.....	50
Quadro 3.10: Identificação das vigas .....	52
Quadro 4.1: Valores de $F_{máx}$ e $\delta_{máx}$ .....	71
Quadro 4.2: Valores teóricos do momento .....	79
Quadro 4.3: Valores experimentais do momento .....	80
Quadro 4.4: Relação entre valores teóricos e experimentais do momento.....	81
Quadro 4.5: Valores teóricos da rigidez .....	87
Quadro 4.6: Valores experimentais da rigidez .....	89
Quadro 4.7: Relação entre a rigidez à flexão teórica e experimental .....	90
Quadro 4.8: Valores dos índices de ductilidade .....	96
Quadro 4.9: Evolução da fendilhação (Vigas de referência).....	99
Quadro 4.10: Evolução da fendilhação (Vigas com <i>superskin</i> ) .....	100
Quadro A.1.1: Valores da altura útil.....	111



---

## SIMBOLOGIA

### Gregas Minúsculas

$\alpha$	Ângulo entre a interface e a vertical no provete de ensaio <i>SST</i> ; Coeficiente de homogeneização
$\delta$	Deslocamento vertical/flecha
$\delta_{máx}$	Deslocamento vertical máximo
$\epsilon_c$	Extensão no betão
$\epsilon_{cu3}$	Extensão última do betão (EC2)
$\epsilon_{inf}$	Extensão na fibra inferior
$\epsilon_{lvd,t,i}$	Extensão determinada com base nas leituras do LVDT horizontal inferior
$\epsilon_{lvd,t,s}$	Extensão determinada com base nas leituras do LVDT horizontal superior
$\epsilon_s$	Extensão na armadura tracionada
$\epsilon_s'$	Extensão na armadura comprimida
$\epsilon_{sy}$	Extensão de cedência do aço
$\epsilon_{su}$	Extensão de rotura do aço
$\epsilon_{sup}$	Extensão na fibra superior
$\mu_\phi$	Índice de ductilidade em curvatura
$\mu_\delta$	Índice de ductilidade em deslocamento
$\nu_u$	Resistência ao corte da interface entre betões
$\rho$	Taxa de armadura tracionada
$\rho'$	Taxa de armadura comprimida
$\sigma$	Tensão normal
$\tau$	Tensão de corte
$\varnothing$	Diâmetro do varão

**Latinas Maiúsculas**

$A_{betão}$	Área de betão
$A_s$	Área da secção transversal das armaduras em tração
$A_s'$	Área da secção transversal das armaduras em compressão
$A_{s,homog.}$	Área homogeneizada das armaduras tracionadas
$A_{s,homog}'$	Área homogeneizada das armaduras comprimidas
$E_c$	Módulo de elasticidade do betão
$EI$	Rigidez à flexão
$EI_{exp}$	Rigidez à flexão experimental
$EI_I$	Rigidez à flexão no <i>Estado I</i>
$EI_{II}$	Rigidez à flexão no <i>Estado II</i>
$EI_{teo}$	Rigidez à flexão teórica
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$F$	Força ou carga aplicada
$F_c$	Força no betão
$F_{c,SK}$	Força no betão do recobrimento ( <i>superskin</i> ) comprimido
$F_{c,SK,l}$	Força no betão do recobrimento ( <i>superskin</i> ) tracionado das laterais da secção
$F_{c,SK,b}$	Força no betão do recobrimento ( <i>superskin</i> ) tracionado da base da secção
$F_{máx}$	Força máxima
$F_p$	Força de rotura do provete de ensaio à tração por compressão diametral
$F_s$	Força na armadura tracionada
$F_s'$	Força na armadura comprimida
$I$	Momento de inércia
$M_{máx}$	Valor máximo do momento registado experimentalmente
$M_{teo}$	Valor máximo do momento calculado teoricamente
$Z_G$	Centro de gravidade da secção

---

**Latinas Minúsculas**

$1/r$	Curvatura da secção
$a$	Distância entre a armadura tracionada e a face inferior da secção; Aresta da secção transversal do provete de ensaio <i>SST</i>
$a_p$	Aresta de menor dimensão do provete de ensaio à tração por compressão diametral
$a'$	Distância entre a armadura comprimida e a face superior da secção
$b$	Largura da secção/viga
$b_R$	Largura do provete de ensaio à tração por flexão
$c$	Recobrimento das armaduras da viga
$d$	Altura útil da secção da viga
$e_h$	comprimento na horizontal entre a seções onde estão fixos os LVDTs horizontais
$f_c$	Valor da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{cm,cil}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em provetes cilíndricos
$f_{cm,cubo}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em provetes cúbicos
$f_{ct}$	Valor da tensão de rotura do betão à tração
$f_{ct,fl}$	Valor da tensão de rotura do betão à tração por flexão
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração
$f_{Ftu}$	Valor da tensão residual máxima das fibras
$f_{Fts}$	Valor da tensão residual de serviço das fibras
$f_R$	Valor da tensão residual de flexão do betão
$f_{sy}$	Valor da tensão de cedência do aço
$f_{su}$	Valor da tensão de rotura do aço
$h$	Altura da secção transversal da viga
$h_R$	Altura do provete de ensaio à flexão para determinar a resistência à tração
$l$	Comprimento da viga
$l'$	Distância entre apoios da viga
$l_R$	Distância entre apoios do provete de ensaio à tração por flexão
$w_u$	Valor máximo de abertura das fendas
$x$	Profundidade do eixo neutro



**ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS**

ACI	American Concrete Institute
AFGC	Association Française de Génie Civil
BRFA	Betão Reforçado com Fibras de Aço
CMOD	Crack Mouth Opening Displacement
EC2	Eurocódigo 2
HPC	High Performance Concrete
HSC	High Strength Concrete
LBC	Low Binder Concrete
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
PCE	Polycarboxylate Ether
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux
SETRA	Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
SST	Slant Shear Test
UHDC	Ultra High Durability Concrete
UHPC	Ultra High Performance Concrete
UHSC	Ultra High Strength Concrete
UHPRFC	Ultra High Performance Reinforced Fibre Concrete



## Capítulo 1 – Introdução

Neste primeiro capítulo é feito o enquadramento do tema, assim como a descrição concisa dos objetivos e da metodologia adotada, apresentando-se ainda a forma como a informação contida nesta dissertação está organizada.

### 1.1. Enquadramento do Tema

O betão armado é o material compósito mais utilizado na construção de edifícios correntes e obras de arte como pontes, barragens e túneis. O facto de o betão ser um material moldável, enquanto fresco, apresentar uma resistência à compressão relativamente elevada e um baixo custo de produção, quando comparado com outros materiais, como o aço estrutural, tornam-no um dos materiais preferidos para a construção a nível mundial (Saldanha *et al*, 2012).

As estruturas de betão armado estão expostas às condições ambientais e, portanto, sujeitas ao ataque de diferentes agentes de deterioração, como os agentes químicos e físicos, entre outros. Uma das principais desvantagens da utilização deste material na construção está relacionada com a sua durabilidade. A correta especificação do ambiente de exposição e, consequentemente, a definição do recobrimento das armaduras e o tipo e quantidade dos constituintes do betão permite ultrapassar este problema com relativo sucesso durante o período de vida útil da construção. Uma desvantagem, também frequentemente referida, é a sua baixa resistência à tração, motivo pelo qual ocorre fendilhação das estruturas de betão, podendo originar um aceleração da deterioração da estrutura (Saldanha *et al*, 2012).

O desenvolvimento de betões de ultra elevada durabilidade, UHDC, veio permitir o aumento dos períodos de vida útil das estruturas de betão armado, assim como o uso em novas aplicações e ambientes mais agressivos (Ghafari *et al*, 2016). É um material caracterizado por uma baixa relação água/cimento e uma matriz ultra compacta, o que permite obter uma permeabilidade reduzida e, como consequência, há um aumento da resistência à compressão e à tração e um bom comportamento em termos de durabilidade.

O elevado desempenho deste tipo de betão apenas é possível devido à elevada percentagem de cimento e adições, o que resulta em elevados custos, não só a nível económico como também a nível ambiental. Por este motivo, a sua produção não deve ser realizada em grandes quantidades. De modo a maximizar a sua aplicação devido às excelentes propriedades mecânicas e à sua durabilidade e, simultaneamente, reduzir os impactos negativos da sua utilização, é proposto que o UHDC apenas seja utilizado na camada de recobrimento dos elementos estruturais. Para minimizar ainda mais o impacto ambiental propõe-se que o betão do núcleo seja produzido com um betão eco-eficiente com baixa dosagem de cimento (*low binder concrete*, LBC). Esta filosofia de utilização permite obter elementos compósitos de betão armado simultaneamente com um bom comportamento mecânico, uma elevada durabilidade,

ecologicamente mais eficientes e com um custo competitivo, quando comparado com outras alternativas.

Este conceito de *superskin*, com aplicação de um betão de ultra elevada durabilidade como pele (recobrimento) dos elementos estruturais pode ser explorado tanto numa perspetiva de (i) pré-fabricação, onde a *superskin* é pré-fabricada e colocada na cofragem antes da betonagem do núcleo; e como (ii) reabilitação, onde a *superskin* é adicionada a um núcleo de um elemento já existente.

## 1.2. Objetivos e Metodologias

O trabalho desenvolvido nesta dissertação consiste em testar o conceito da *superskin*, em UHDC desenvolvido no âmbito do projeto mais amplo PTDC/ECM/098497/2008 designado “*Intelligent Super Skin – Enhanced Durability for Concrete Members*”. Neste projeto a parte material já foi desenvolvida e devidamente caracterizada, pelo que o estudo nesta dissertação estará focado na análise do comportamento estrutural em elementos de maiores dimensões, em particular, vigas.

Esta dissertação pretende ser um complemento ao trabalho iniciado e desenvolvido no âmbito do projeto de investigação mencionado. A dissertação do mestrando Rafael Gonçalves, que estuda o modo de aplicação da camada de proteção, e a dissertação do mestrando João Morgado, que estuda vários tipos de ligação entre a *superskin* e o núcleo em elementos sujeitos à flexão e ao esforço transversal, foram também realizadas em articulação e em complementaridade com o projeto “*Intelligent Super Skin*”.

Neste trabalho será analisado em detalhe o comportamento à flexão de vigas com *superskin*, variando a taxa de armadura de tração das vigas, desde vigas fracamente armadas até vigas fortemente armadas. O interesse da variação deste parâmetro justifica-se porque permite estudar as vantagens e desvantagens da aplicação da *superskin* em vigas com roturas dúcteis e frágeis.

Para a persecução deste objetivo destacam-se os seguintes passos:

- Realização de uma revisão bibliográfica sobre os assuntos relevantes para este estudo, nomeadamente: (i) as propriedades dos betões de ultra elevada durabilidade (UHDC), incorporando fibras metálicas; (ii) as propriedades dos betões com baixa dosagem de cimento (LBC), (iii) as características da interface entre os dois betões e (iv) o comportamento de vigas sob o efeito do esforço de flexão;
  - Preparação do programa experimental, incluindo o estudo da conceção das vigas a ensaiar, para que seja atingido o tipo de rotura previsto, durante os ensaios;
  - Realização de ensaios em provetes de corte inclinado, de modo a estudar a melhor ligação entre os dois betões a utilizar;
  - Fabrico das vigas a ensaiar e dos provetes para a caracterização das propriedades dos betões;
  - Caracterização das propriedades mecânicas dos materiais utilizados;
-

- Realização dos ensaios experimentais nas vigas produzidas, possibilitando a observação do seu comportamento até à rotura, em situação de flexão, e recolha de dados para posterior análise;
- Análise e discussão dos resultados obtidos durante os ensaios, estudando o comportamento das vigas nas condições de serviço (deformação, rigidez e fendilhação), e na rotura (carga máxima resistente, tipo de rotura e ductilidade);
- Apresentação das principais conclusões relativas aos ensaios e resultados obtidos e proposta de desenvolvimentos futuros.

### **1.3. Organização do Trabalho**

Este trabalho encontra-se organizado em cinco capítulos, os quais descrevem as diferentes etapas do trabalho desenvolvido.

No Capítulo 1 faz-se o enquadramento do trabalho realizado, define-se o principal objetivo da investigação e a metodologia adotada. Finalmente é explicada a estrutura do presente documento, permitindo que o mesmo seja de fácil interpretação.

No Capítulo 2 apresenta-se o resumo da revisão bibliográfica, relativa ao tema em estudo, onde se efetuou uma pesquisa sobre a durabilidade das estruturas de betão armado e sobre os betões com ultra elevada durabilidade e betões com baixa dosagem de cimento. Foi também efetuada uma pesquisa sobre a interface entre os betões. Por fim, apresentam-se as principais características do comportamento das vigas de betão armado quando submetidas a esforços de flexão, vigas com e sem reforço com fibras de aço, onde se analisou o modo de rotura das vigas e os principais fatores que podem influenciar o seu comportamento.

No Capítulo 3 descreve-se todo o programa experimental realizado. É feita a caracterização das misturas e dos betões no estado endurecido. É descrita a forma de produção das vigas e dos provetes do ensaio de corte inclinado, assim como os ensaios experimentais realizados, abrangendo uma breve explicação dos equipamentos utilizados para a aquisição de dados.

No Capítulo 4 faz-se a análise e discussão dos resultados obtidos. São apresentados diagramas, quadros e figuras que ajudam a análise, incluindo: relação carga-deslocamento, valores teóricos dos momentos resistentes, valores máximos dos momentos registados experimentalmente, análise da ductilidade, padrão de fendilhação, evolução da rigidez à flexão com a carga aplicada e estudo do tipo de rotura.

Por fim, no Capítulo 5 resumem-se as principais conclusões obtidas na investigação realizada, e é feita uma reflexão geral sobre os resultados obtidos e a concretização dos objetivos. Apresentam-se ainda algumas sugestões para trabalhos futuros relacionados com o tema do trabalho.



## Capítulo 2 – Durabilidade, Betões UHDC e LBC e interface entre betões

### 2.1. Durabilidade

#### 2.1.1. Generalidades

Segundo Andrade e Alonso (1996) e Neville (2001), a durabilidade do betão pode ser definida como a capacidade deste manter as suas características praticamente inalteradas ao longo da sua vida útil, que é definida como o período de tempo em que uma estrutura conserva os requisitos de segurança, funcionalidade e estéticos definidos em projeto, sem custos de manutenção adicionais.

Tendo em conta a definição apresentada, dificilmente um betão poderá ser definido como betão de alta durabilidade em laboratório, uma vez que em laboratório apenas se podem verificar algumas características como a permeabilidade, penetração dos cloretos, abrasão, entre outras, que são apenas indicadores do seu comportamento em termos de durabilidade quando exposto a ambientes agressivos reais. Assim sendo, só quando a estrutura de betão está no meio real é que será possível avaliar com mais confiança o estado em que se encontra o betão.

Define-se também o tempo de vida residual de uma estrutura de betão armado como o período de tempo onde a estrutura ainda é capaz de cumprir as suas funções e é definido a partir de uma determinada vistoria/inspeção até ao prazo final, definido como vida útil última, ponto a partir do qual a estrutura deixa de ter um desempenho aceitável (Medeiros *et al*, 2011). Quando atingido o mínimo aceitável de desempenho, devem ser previstas reparações mas salienta-se que, após as reparações, a estrutura nunca irá adquirir o desempenho máximo que tinha na sua fase inicial, sendo por isso de importância elevada a obtenção de uma boa durabilidade do material a aplicar na estrutura. A Figura 2.1 ilustra o descrito anteriormente.

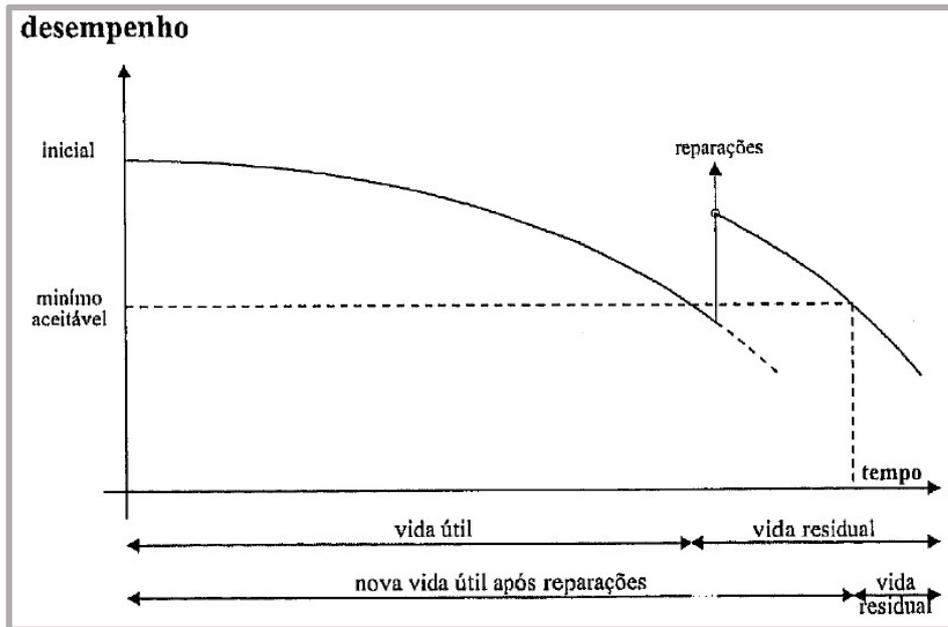


Figura 2.1: Vida útil e vida residual de uma estrutura (Coutinho, 1998)

### 2.1.2. Indicadores de durabilidade

Segundo Almeida (2001), a degradação do betão pode ter origem interna ou externa. Internamente, a degradação do betão está relacionada com a expansão de alguns dos seus constituintes devido a ataques de substâncias como os sulfatos e os cloretos. Externamente, a degradação pode ser originada pela aplicação de cargas elevadas, movimentação das fundações, fadiga, variações de temperatura, ciclos de gelo-degelo, entre outras. Estas ações, atuando em conjunto ou separadas, poderão provocar a fendilhação do betão, corrosão das armaduras, diminuição da capacidade de carga e, no limite, o colapso da estrutura.

Como já referido, é difícil quantificar a durabilidade devido à enorme variedade dos mecanismos de degradação do betão e à possibilidade de poderem atuar com diferentes intensidades. No entanto, existem diversas características que podem ser determinadas por ensaios e podem ajudar a prever o comportamento de um determinado betão no ambiente e estrutura onde será aplicado.

Uma das principais características para definir a durabilidade de um betão é a sua permeabilidade, uma vez que quanto mais permeável for o material maior facilidade terão os agentes exteriores de penetrar e deteriorar o betão armado. Sendo a água um excelente meio de transporte dos elementos nocivos ao betão, a impermeabilização de uma estrutura reveste-se de grande importância para a proteção ao ataque dos agentes exteriores (Fernandes, 2011).

Aïtcin (1998) afirma que, diminuir a permeabilidade do betão é sinónimo de baixar a relação entre a água e o ligante utilizado, uma vez que promove a produção de uma pasta mais

compacta, reduzindo assim a capacidade de entrada de agentes agressivos. A Figura 2.2 demonstra como a diminuição da porosidade decresce com a razão A/C.

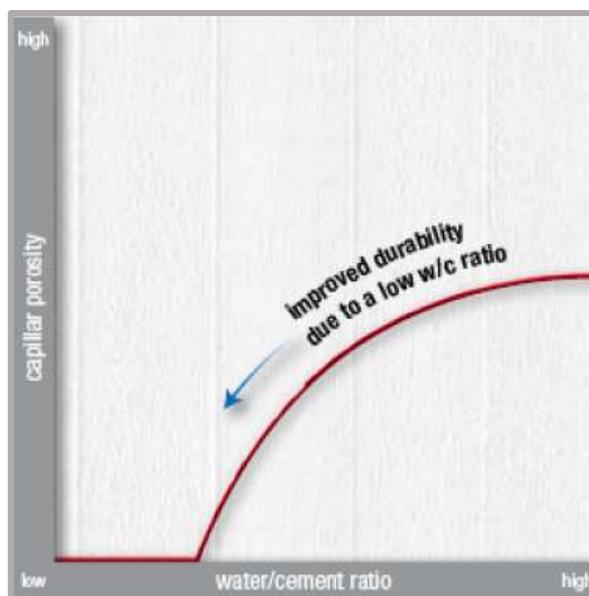


Figura 2.2: Comparação da porosidade dos capilares com a relação A/C (Almeida, 2001)

Neville (1995) refere que, para um betão apresentar boa durabilidade, é necessário que tenha uma reduzida penetrabilidade aos líquidos, por isso a determinação das características de permeabilidade e absorção do betão são extremamente importantes. O comité RILEM (1999) conferiu ao ensaio de permeabilidade a gases e ao ensaio de absorção capilar, métodos que deveriam fazer parte da rotina caracterizadora da durabilidade dos betões. A escolha destes ensaios por parte do comité deveu-se ao facto de estes estarem diretamente relacionados com a corrosão das armaduras.

Outra característica, igualmente importante, está relacionada com a degradação do recobrimento das armaduras. Esta ação é essencialmente causada pelos cloretos e pelo dióxido de carbono, e pode promover a rápida corrosão das armaduras, afetando severamente as estruturas de betão armado (Almeida, 2001). A garantia da proteção das armaduras é dada por um bom recobrimento que deve ser adequado ao local de construção da estrutura, uma vez que este assegura uma boa proteção às armaduras. Os recobrimentos mínimos, indicados na norma NP EN 206-1 (2007), devem ser cumpridos e estão associados à classe de exposição da estrutura.

Na sequência dos tópicos referidos anteriormente, é reportado ainda na bibliografia internacional que, para além de uma baixa razão A/C, a introdução de sílica de fumo, cinzas volantes e escórias é importante para diminuir a permeabilidade e aumentar a resistência à penetração de iões cloreto.

A resistência à compressão do betão poderá ser também um indicador da sua durabilidade, não devendo, no entanto, ser tomado como uma verdade inequívoca, uma vez que os ensaios à compressão são realizados uniaxialmente sobre toda a secção do provete, enquanto por exemplo, a maior proteção do betão é fornecida pela qualidade do recobrimento (Fernandes, 2011). Por este motivo, segundo diversos autores, a resistência à compressão deixou de ser um parâmetro caracterizador da durabilidade do betão, dando lugar à permeabilidade, como medida mais aproximada da caracterização da sua durabilidade.

Não existindo uma constituição/mistura única e exata que maximize a durabilidade do betão, Almeida (2001) acredita que uma mistura adequada do betão englobaria superplastificantes, baixa relação A/C, dosagens elevadas de cimento e utilização de adições pozolânicas de boa qualidade. Esta constituição vai ao encontro das características de um UHDC, estudado nesta dissertação. Acrescenta-se ainda que, a seleção criteriosa dos materiais referidos e o rigoroso acompanhamento na sua produção deverão ser garantia de execução de um betão de ultra elevada durabilidade, que conseqüentemente dará uma vida útil às estruturas substancialmente superior em relação aos betões convencionais.

Sendo o UHDC um material compacto, como se apresentará no sub-capítulo seguinte, constituído por adjuvantes que conferem uma boa trabalhabilidade, e por adições de materiais finos, pode-se assumir que é adequado para ser utilizado nos meios mais agressivos, resistindo aos ataques, tanto a nível interno como externo.

## **2.2. Betão de ultra elevada durabilidade (*Ultra High Durability Concrete*, UHDC)**

### **2.2.1. Desenvolvimento do UHDC**

A história do desenvolvimento dos betões tem-se caracterizado pela possibilidade de se poder otimizar o seu desempenho (Fernandes, 2011). Como primeira tentativa de evolução, procedeu-se à adição em maior ou menor quantidade de constituintes, fazendo-se ensaios para verificar as mudanças das propriedades dos betões. Numa segunda fase, para além de ter sido dada importância às proporções dos materiais, estudou-se também o emprego de novos constituintes, dos quais se destacaram alguns subprodutos industriais, como as cinzas volantes e a sílica de fumo. Na fase atual, as duas anteriores são agrupadas e procura-se otimizar a combinação dos constituintes do betão de modo a obter-se uma matriz ligante mais compacta e utilizam-se adjuvantes (plastificantes, superplastificantes, aceleradores, retardadores), para modificar as quantidades dos constituintes do betão e assim obter-se um melhor desempenho.

Nos finais da década de sessenta, sentiu-se a necessidade de construir em altura, devido à falta do espaço nas grandes cidades. Com este aumento de altura dos edifícios foi necessário aumentar a resistência à compressão dos pilares para o suporte de cargas mais elevadas, melhorar a rapidez na execução e diminuir custos. Segundo Caldarone (2009), o aumento da resistência à compressão deveu-se a fatores como os avanços tecnológicos na mistura de

---

químicos, aumento da disponibilidade de adições minerais e o aumento do conhecimento sobre o comportamento dos betões de elevada resistência.

Com a evolução tecnológica da produção dos betões, a preocupação de desempenho pretendido passou do aumento da resistência à compressão a outras propriedades (mecânicas, diferidas e de durabilidade), para se obter maior durabilidade das estruturas, obtendo-se uma nova gama de betões, designados betões de elevado desempenho (HPC). A Figura 2.3 demonstra o rápido crescimento da resistência à compressão dos betões, ao longo das décadas.

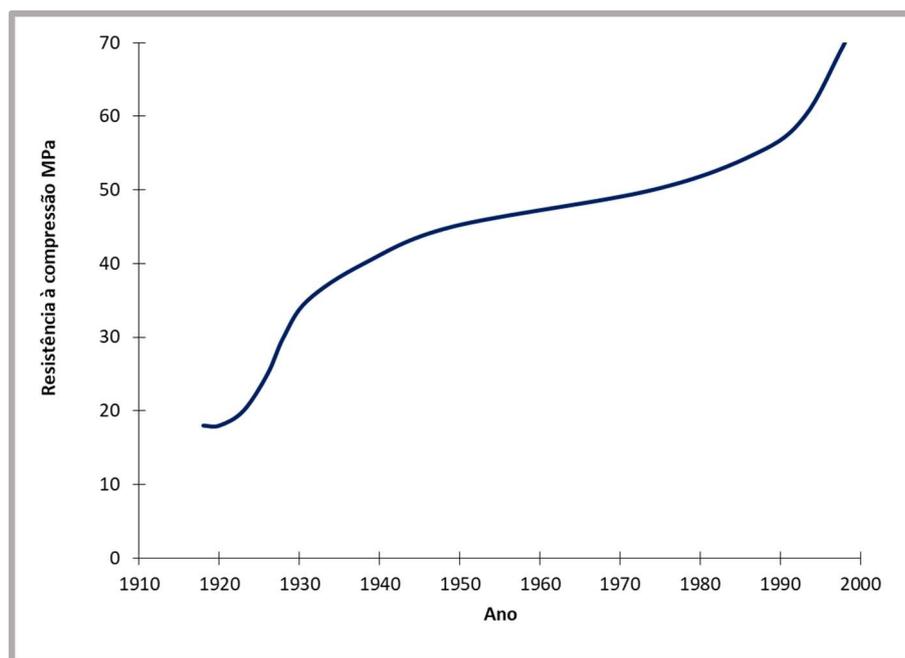


Figura 2.3: Evolução das resistências médias à compressão do betão aos 28 dias (Coutinho, 1998)

O aparecimento destes betões de elevado desempenho é uma consequência da evolução dos betões convencionais, aproveitando o aparecimento de novos adjuvantes e motivados com a resolução de problemas do quotidiano, como a ocupação dos espaços, durabilidade dos edifícios e preocupações ambientais.

Os adjuvantes redutores de água de alta gama, os superplastificantes, foram os grandes impulsionadores destes betões, permitindo melhorar a trabalhabilidade do betão, e que tornou possível adicionar a este uma maior quantidade de ligante. Segundo Aïtcin (1998) a primeira utilização de superplastificantes no betão ocorreu, em simultâneo, na Alemanha e no Japão, em 1960, com o objetivo de facilitar a colocação do betão em obra, sem o risco de ocorrer perda de resistência e segregação, ou seja, aprisionamento de ar nas armaduras aquando a betonagem.

Desde a introdução inicial dos superplastificantes, as dosagens recomendadas pelos produtores foram sendo incrementadas, até que na década de oitenta os superplastificantes passaram a ser

vistos como uma gama de elevados redutores de água. Com o aumento do ritmo de construção verificou-se também o desenvolvimento dos superplastificantes. Este ritmo referido fez nascer a indústria do betão pronto, o que exigiu o aumento significativo da trabalhabilidade do betão, designadamente para o seu transporte e respetiva betonagem. Pode afirmar-se que uma das grandes diferenças de produção entre betões convencionais e betões de elevada durabilidade é o elemento controlador da trabalhabilidade, sendo que nos convencionais é controlada pela água e nos HPC e nos UHDC, pelos superplastificantes (Fernandes, 2011).

Reportado por Bache, em 1981, introduzindo não só grandes quantidades de superplastificante e um produto ultrafino substituto do cimento, foi possível atingir resistências à compressão de 281 MPa e uma razão A/C de 0,16, demonstrando que esta razão poderia ser ainda bastante minimizada em relação ao que era conhecido na altura (Fernandes, 2011).

No entanto, os produtores de betão ofereciam resistência à introdução de materiais ultrafinos, como adições minerais (*e.g.* sílica de fumo) devido ao seu elevado custo. Sendo a sílica de fumo um subproduto da indústria de produção de ligas com silício, medidas governamentais com âmbito ambiental obrigaram a dar uma nova utilização a este produto. Com a introdução da sílica de fumo nas misturas de betão foi possível elevar as resistências à compressão mantendo uma boa trabalhabilidade, dando origem a um betão designado por alguns investigadores por betão de ultra elevada durabilidade.

### **2.2.2. Propriedades do UHDC**

Como já referido, a evolução da indústria levou ao surgimento dos superplastificantes devido aos benefícios resultantes da sua aplicação, permitindo não só aumentar a resistência à compressão do betão, mas também melhorar outras propriedades como a trabalhabilidade, resistência à flexão, maior módulo de elasticidade, menor permeabilidade e maior durabilidade. A durabilidade passou a ser a preocupação central na produção de betões, motivada pela necessidade de preservar as matérias-primas.

O betão de ultra elevada durabilidade e o betão de ultra elevado desempenho são dos tipos de betão, com utilização de fibras, mais promissores, que foram desenvolvidos na última década. O grande fator que justifica a maior durabilidade dos UHDC está relacionado com a sua microestrutura ultra-densa, apresentando um arranjo entre partículas mais compacto, quando comparado com um betão convencional, devido à razão entre a água e o cimento ser muito baixa, permitida pela adição dos superplastificantes e pela adição otimizada de adições ultra-finas. Como consequência, a porosidade deste tipo de betão é altamente reduzida.

Segundo os dados da Associação Francesa de Engenheiros Cívicos e as Estradas Francesas e Agência de Tráfego Governamental (AFGC-SETRA), a baixa permeabilidade à água do UHDC em relação ao betão convencional pode ser avaliada, quantificando-se a percentagem de poros acessíveis à água, como se apresenta no Quadro 2.1.

---

Quadro 2.1: Porosidade à água betão convencional vs UHDC (Adaptado de AFGC-SETRA, 2002)

<b>Tipo de Betão</b>	Convencional	UHDC
<b>Porosidade à água (%)</b>	12-16	1,5-9,0

Devido aos elementos do ligante se encontrarem muito próximos, quando estes são hidratados, o UHDC atinge também uma resistência à compressão inicial bastante elevada. Normalmente, a diferenciação da classe dos betões é efetuada pela sua resistência à compressão, por este parâmetro permitir facilmente distinguir um betão convencional de um UHDC. Vários autores têm aprofundado esta diferenciação. Pliskin (1992) definiu as classes de betões apresentadas no Quadro 2.2, considerando os intervalos de resistências características à compressão, salientando que estas resistências não descrevem as características completas dos UHDC.

Quadro 2.2: Diferença das classes de betões segundo a sua resistência à compressão (Pliskin, 1992)

<b>Classe do Betão</b>	<b><math>f_{ck}</math> (MPa)</b>
Betão convencional	20-50
Betão de elevado desempenho (UHP)	50-100
Betão de ultra elevado desempenho (UHPC)	100-150
Betão excecional	>150

Em 2010, Harris, para além de impor patamares de resistência à compressão, indica ainda valores de resistência à tração e do módulo de elasticidade dos diferentes betões, convencional e UHDC, como apresentado no Quadro 2.3.

Quadro 2.3: Diferença das classes de betões (Harris, 2010)

<b>Propriedade</b>	<b>Betão convencional (MPa)</b>	<b>UHDC (MPa)</b>
Resistência à tração	2-5	12
Resistência à compressão	25-55	138-228
Módulo de elasticidade	25-34	55

Shah (2000) fez uma diferenciação mais abrangente das diferentes características entre o betão convencional e o UHDC no que respeita a sua resistência, como apresentado no Quadro 2.4.

Quadro 2.4: Diferença das classes de betões (adaptado de Shah, 2000)

Propriedades	Betão convencional	UHSC ( $\approx$ UHDC)
Resistência à compressão (MPa)	< 50	> 200
A/L	> 0,5	< 0,2
Adjuvante	Não necessário	Essencial adição de superplastificante
Adições minerais	Não necessário	Essencial a inclusão de sílica de fumo
Fibras	Benéfico	Essencial
Agente introdutor de ar	Necessário	Não necessário

É de notar o grande aumento registado na resistência à compressão no espaço de 18 anos (entre o quadro do Pliskin e quadro do Harris), nas classes dos betões. Este aumento deve-se à constante evolução tecnológica e científica na área da produção de betões.

A produção de um betão de ultra elevada durabilidade, ou desempenho, prevê um desenvolvimento de características particulares para um determinado ambiente, sendo que algumas dessas características são (i) facilidade de colocação em obra; (ii) compactação sem segregação; (iii) aumento da resistência numa idade inicial; (iii) melhores propriedades mecânicas em geral; (iv) reduzida permeabilidade; (v) elevada resistência à abrasão e à carbonatação; e (vi) elevada durabilidade e tempo de vida útil em ambientes severos.

Zia (1993), Professor da Universidade Emeritus e ex-presidente do ACI Committee 363, afirmou que é possível existir um UHDC com resistência moderada, embora satisfazendo outros requisitos. Com esta afirmação desmistifica-se a ideia de que um UHDC tem de ter necessariamente elevada resistência à compressão.

As propriedades mecânicas deste tipo de betão, associadas às suas excelentes propriedades de durabilidade, tornam-no um material ideal para uma série de aplicações estruturais, particularmente a reabilitação de estruturas de betão. Segundo Ghafari (2015) as principais contribuições dos UHDC são:

- Reduzir a necessidade de intervenções;
- Minimizar o custo de manutenção;

- Economia de custos ao longo do ciclo de vida;
- Reduzir o uso de materiais;
- Construção sustentável;
- Longevidade no tempo de serviço;
- Melhoria das propriedades de durabilidade;
- Melhoria das propriedades mecânicas;

### 2.2.3. Constituição do UHDC

O UHDC resulta da mistura de vários constituintes dando origem a um material altamente complexo em estado endurecido. Segundo Ghafari *et al.* (2014) o maior número de constituintes em relação ao betão convencional, juntamente com um maior número de combinações possíveis e proporções relativas torna o comportamento deste tipo de betão mais difícil de prever. De outro ponto de vista, o custo dos componentes de um UHDC são superiores ao custo dos betões convencionais. Por este motivo, ao longo dos anos, várias pesquisas foram realizadas, de modo a otimizar a proporção e as dosagens ótimas dos constituintes para assegurar elevada fluidez do betão e elevada resistência à compressão.

Segundo Fernandes (2011) a composição deste tipo de betão não contempla uma norma que exija a implementação de determinados constituintes, existindo apenas os regulamentos nacionais indicativos de dosagens limite. Para além disso, a sua constituição dependerá muito da região onde este é fabricado, devido aos agregados existirem em abundância numa região e noutra não.

Aïtcin (1998) refere que a primeira escolha a realizar para o fabrico de UHDC (ou UHPC) deve recair no tipo de cimento, independentemente deste betão poder conter outros produtos cementícios. O desempenho do cimento em termos de reologia e robustez é crucial para o aumento da resistência do betão.

Uma vez que existem três classes de cimentos comerciais, 32.5, 42.5 e 52.5, a seleção da classe de cimento deverá ser ponderada com a razão A/C a utilizar para se atingir a resistência à compressão pretendida, como é demonstrado na Figura 2.4.

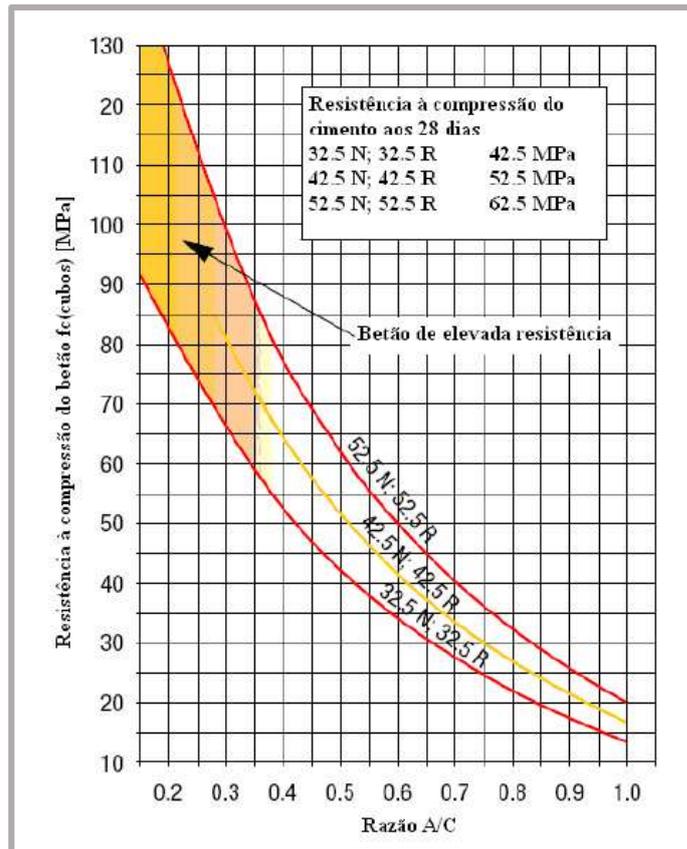


Figura 2.4: Resistência à compressão do betão vs razão A/C vs resistência à compressão do cimento (Sika 2005)

Contudo, como os UHDC têm na sua composição adições minerais que elevam a resistência à compressão, a escolha da classe de cimento nestes betões não tem um efeito tão preponderante. A empresa cimenteira CIMPOR refere como sendo ideal o uso do CEM I 52,5R para betões de elevado desempenho mecânico (Fernandes, 2011), sendo este o cimento utilizado no programa experimental desta dissertação.

O principal fator que influencia a escolha do tipo de cimento é a sua finura e a sua composição química. Com um cimento com partículas finas é possível obter uma maior superfície que vai ser hidratada, ganhando resistência inicial mais elevada. No entanto, este tipo de finura origina maior dificuldade de trabalhabilidade, uma vez que o betão irá ganhar presa mais rapidamente, conduzindo ao uso de relações A/C mais elevadas. Além disso, quanto mais fino for o cimento maiores serão as deformações de retração, tendo como consequência maior risco de fendilhação, devidos às restrições de deformação (Fernandes, 2011).

Como se pretende evitar estes problemas, causados por elevadas dosagens de cimentos muito finos, a introdução de adições minerais são uma boa opção. Hoje em dia, várias são as adições que são incorporadas nos betões de elevado desempenho como as cinzas volantes, sílica de fumo, metacaulino e o filer calcário, entre outros. Estas adições, em conjunto com o cimento,

ajudam habitualmente a melhorar o desempenho do betão. As adições minerais têm capacidade de modificar algumas características como: (i) elevar resistências em idades iniciais e em idades mais avançadas; (ii) reduzir a permeabilidade; (iii) baixar o calor de hidratação; (iv) controlar as reações dos agregados alcalinos; e (v) reduzir custos de produção (Fernandes, 2011).

A sílica de fumo é um dos constituintes principais de uma mistura de UHDC, uma vez que desempenha um papel importante na melhoria das propriedades reológicas e mecânicas deste betão. No entanto, para além da indisponibilidade em grandes quantidades e do elevado custo deste material, vários investigadores verificaram que doses elevadas de sílica de fumo, geram uma elevada retração autógena. Esta deformação, ocorrendo em idades precoces, introduz tensões nos provetes ou elementos que, por sua vez, causam micro-fendilhação, aumentam a permeabilidade e, portanto, reduz a durabilidade das estruturas com este betão. Deste modo, efetuaram-se estudos de modo a substituir as sílicas de fumo por outros materiais cimentícios finos, entre os quais as cinzas volantes (Ghafari *et al.*, 2016).

A utilização de cinzas volantes nas misturas de UHDC apresenta algumas vantagens. Para além de ser um material menos dispendioso que o cimento e a sílica de fumo, e por ser um subproduto das centrais termoelétricas, provenientes da queima do carvão, sem qualquer objetivo, o reduzido tamanho e a forma predominantemente esférica das suas partículas conduzem a baixos coeficientes de atrito entre os elementos constituintes da mistura, resultando numa boa trabalhabilidade da pasta. Com este benefício, diminui-se a quantidade de água necessária a adicionar a uma pasta que contenha cinzas volantes, quando comparado com outra mistura sem esta adição e, conseqüentemente, há uma diminuição da relação A/C (Fernandes, 2011).

As cinzas volantes permitem também o preenchimento dos vazios entre as partículas de cimento, o que conduzirá à existência de um betão mais compacto e com grande durabilidade, uma vez que a reduzida dimensão das partículas, conduz a uma maior extensão de finos na granulometria do betão (Fernandes, 2011).

Também os adjuvantes têm um papel fundamental na constituição dos betões de ultra elevada durabilidade, ou desempenho. Sem a sua utilização, e por mais que fossem melhoradas as características dos restantes constituintes do betão, a produção destes betões seria impossível, uma vez que os betões estariam condicionados pelo tempo de presa e pela temperatura, o que tornaria mais difícil as tarefas de transporte, colocação, consolidação e acabamento.

Sabendo-se que a água em excesso no betão potencia a diminuição da compacidade e da resistência da matriz do betão, a adição de adjuvantes redutores de água (ou superplastificantes) é obrigatória em betões de elevado e de ultra elevado desempenho. A utilização dos superplastificantes permite usar menores quantidades de água, aumentar o tempo de presa do betão fresco e aumentar o tempo de cura, o que resultará no aumento da resistência a longo prazo (Fernandes, 2011).

Outro constituinte importante na produção de um UHDC são as fibras, o qual tem-se tornado um constituinte comum neste tipo de betões. Existem vários tipos de fibras, sendo as de aço as mais populares e as mais usadas na construção civil (Vitt, 2011; Sousa, 2014). Segundo Zhang

*et al* (2014) por causa do efeito positivo das fibras metálicas nas propriedades mecânicas e, em alguns casos, na durabilidade dos betões (por controlo da fendilhação), estas têm sido implementadas com elevado sucesso em vários tipos de estruturas.

Vitt (2011) refere que, recorrer a quantidades volumétricas ponderadas de fibras de aço permite criar caminhos alternativos para resistir às tensões de tração e, conseqüentemente diminuir a fendilhação, aumentando a ductilidade. Este tipo de fibras é bastante útil em situações em que não se consegue fazer uma distribuição das armaduras em toda a área de tração.

Na Figura 2.5 são apresentados alguns exemplos de fibras metálicas. Como é possível verificar, existe uma grande variedade de fibras metálicas, tendo em conta a sua geometria.



Figura 2.5: Exemplos de fibras metálicas (Sousa, 2014)

A adição de fibras torna o betão mais heterogéneo e provoca uma alteração do comportamento, passando, tendencialmente, de frágil para dúctil. As fibras de aço têm potencial para conferir aos betões maior capacidade de deformação e maior resistência à tração, à fadiga, ao impacto e à fendilhação (Imam *et al*, 1997).

Como se pode verificar na Figura 2.6, no betão reforçado com fibras, depois da fendilhação, as tensões têm um caminho que é proporcionado por pontes estabelecidas pelas fibras entre bordos das fendas, enquanto num betão sem fibras, as tensões irão procurar outro percurso para se propagarem, que acaba por ser a extremidade da fenda. Ao contrário do que acontece num betão sem fibras, um betão reforçado com fibras não terá uma concentração de tensões tão forte na extremidade da fenda, o que se traduz numa propagação mais lenta das fendas e num comportamento próximo do dúctil.

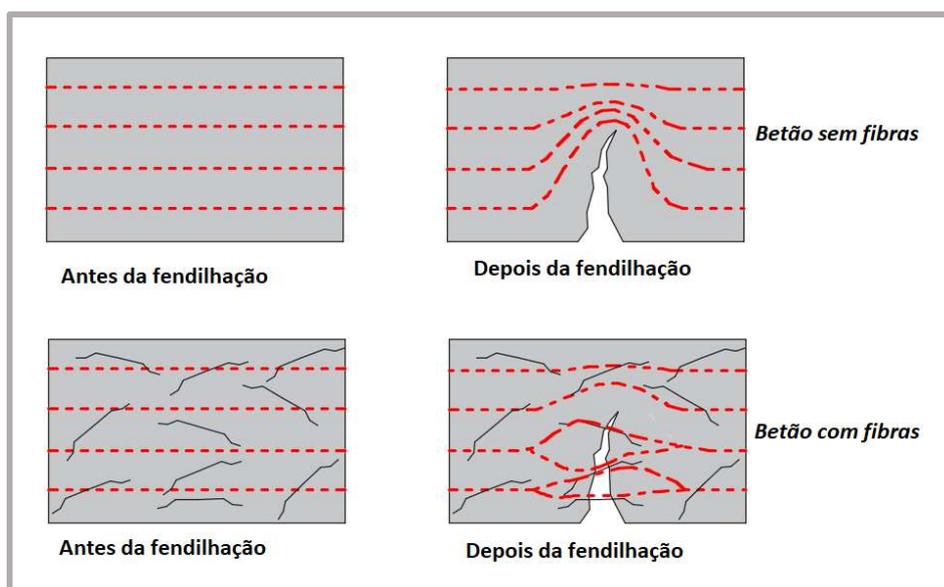


Figura 2.6: Esquema de concentração de tensões (adaptado de Barros, 2009)

#### 2.2.4. Aplicação dos UHDC

Em relação aos custos de produção e aplicação deste tipo de betão, o custo inicial é bastante mais elevado do que um betão convencional, devido ao elevado custo dos seus constituintes. Quanto à sustentabilidade, a alta dosagem de cimento e de outros constituintes, como as fibras, o UHDC também apresenta alguns inconvenientes. Por estes motivos, segundo o projeto PTDC/ECM/098497/2008 *Intelligent Super Skin – Enhanced Durability for Concrete Members*, foi implementada a ideia inovadora de usar este betão como uma capa de recobrimento, com o objetivo de melhorar significativamente a sustentabilidade e, ao mesmo tempo, a durabilidade das estruturas de betão. Esta ideia apresenta vantagens na aplicação em elementos pré-fabricados, bem como na reabilitação de elementos já existentes.

As intervenções de reparação de estruturas são um processo que envolve custos e interrupções do funcionamento da estrutura indesejados. Deste modo, é desejável que as estruturas do futuro tenham o mínimo de intervenções possíveis e com o menor tempo possível de suspensão do funcionamento.

Segundo Brühwiler e Denarié (2008) a aplicação do UHDC, reforçado com fibras, designado por estes autores como betão de ultra elevado desempenho reforçado por fibras (UHPRFC) é um bom material para intervenções de reabilitação, em substituição das usualmente utilizadas chapas metálicas ou reforço com betão tradicional.

As estruturas após intervenção de reabilitação ficam com um misto de betão convencional e com betão de ultra elevado desempenho. Seguindo a ideia da *superskin*, o UHDC pode ser aplicado apenas como recobrimento na fração sujeita a reforço, pois são as zonas mais

suscetíveis a ataques exteriores e são também as zonas onde as tensões aplicadas são maiores devido ao carregamento.

A qualidade de controlo requerida no fabrico do UHDC é, no entanto, mais adequada para a indústria da prefabricação, uma vez que em fábrica há condições para maior controlo de qualidade na produção do betão. Além disso há a possibilidade de uniformizar a produção de secções e o facto destes betões terem resistências mais elevadas em idades iniciais, tornam este material aliciante para ser explorado por esta indústria. As resistências elevadas dos UHDC em idades jovens torna possível a rápida reutilização das cofragens, permitindo que a produção em série seja mais eficiente.

A resistência inicial elevada, a redução do peso próprio dos elementos estruturais, resultado da sua menor secção transversal e a maior longevidade, resultam numa boa solução a implementar em elementos pré-fabricados em pontes rodoviárias e pedonais, em substituição dos elementos fabricados *in situ* (Fernandes, 2011).

As vantagens da utilização do UHDC são inúmeras. Segundo Hájek e Fiala (2008), a aplicação de UHDC em estruturas apresenta as seguintes vantagens:

- Promove a construção de elementos estruturais mais leves e esbeltos, devido à sua elevada resistência mecânica;
- Requer menos manutenção, devido à elevada densidade do material, podendo ser usado em ambientes agressivos, ambientes marítimos, ambientes com extrema poluição e desertos;
- Os elementos estruturais mais leves transmitem menores cargas para os elementos de suporte como paredes, pilares e fundações, levando à redução das dimensões destes;
- Para além dos elementos estruturais serem mais resistentes, podem ser mais dúcteis devido à introdução das fibras, tornando a estrutura mais resistente no caso de sismos ou noutros casos excepcionais, como desastres naturais.
- Permite maiores vãos nas estruturas e maior capacidade de suporte de cargas.

## 2.3. Betão eco-eficiente

### 2.3.1. O Ambiente e a indústria do cimento

Atualmente é recorrente existir uma crescente preocupação com os problemas ambientais que têm vindo a afetar o nosso planeta. Dentro destes problemas, um dos mais discutidos é o aquecimento global, causado pelo aumento do efeito de estufa, que por sua vez depende do aumento da emissão de CO<sub>2</sub> e gases equivalentes na atmosfera (Reis, 2009).

A indústria da construção civil é uma das atividades que mais matérias-primas não renováveis consome em todo o mundo, levando a que contribua significativamente para o agravamento deste impacto. A produção anual mundial de betão é de cerca de 25.000 milhões de toneladas e o betão contém cerca de 12% de cimento, cuja produção mundial ronda 3.000 milhões de toneladas (Camões, 2011). Como a produção de uma tonelada de cimento Portland liberta cerca de uma tonelada de CO<sub>2</sub>, esta indústria contribui com cerca de 7% do total de emissões de gases com efeito de estufa (Reis, 2009 e Camões, 2011).

Outro impacto ambiental adverso está relacionado com o elevado consumo de energia no processo de fabrico do cimento, sendo apenas superado pela produção do alumínio e do aço, atingindo valores próximos de cerca de 4 GJ por tonelada (Malhotra e Mehta, 2002).

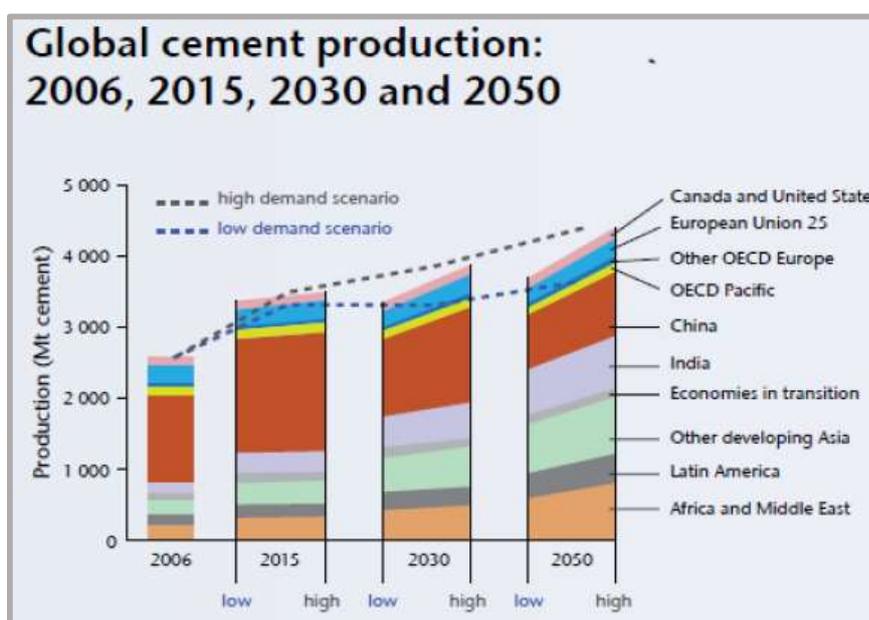


Figura 2.7: Consumo Global de cimento (WBCSD, 2009)

No entanto, segundo Camões (2011), os problemas ambientais referidos não são os únicos com que a indústria da construção se depara. O acréscimo substancial do número de construções das últimas décadas e a insuficiente durabilidade de um número elevado de estruturas de betão armado provocou uma diminuição de recursos naturais não renováveis.

É precisamente por estes motivos que é necessário aumentar o conhecimento da utilização do cimento e a sua racionalização. Com o objetivo de contribuir para a sustentabilidade da construção, urge reduzir a produção e o conseqüente consumo de cimento, promovendo a sua substituição por materiais alternativos mais amigos do ambiente e capazes de originar betões mais duráveis, encorajando o aumento do emprego de subprodutos pozolânicos (Malhotra e Mehta, 2002). No entanto, esta diminuição e substituição não deve comprometer o desempenho das estruturas de betão, de forma a garantir que os períodos de vida útil das estruturas sejam suficientemente grandes ou até mesmo aumentados relativamente às situações correntes atuais (Camões, 2011).

### **2.3.2. Betão com baixa dosagem de cimento (*Low Binder Concrete, LBC*)**

Tendo em conta os problemas referidos, deve-se identificar as grandes chaves para diminuir a dependência do cimento. Estas passam por diminuir o consumo de cimento, pela utilização criteriosa deste material, a diminuição da relação clínquer/cimento, e pela utilização de misturas cada vez mais eficientes (Reis, 2009).

Deste modo, a principal estratégia para diminuir a emissão de CO<sub>2</sub> do cimento, será, atualmente, a substituição de elevados volumes de cimento/clínquer por adições minerais, nomeadamente, subprodutos industriais como é o caso das cinzas volantes e as escórias de alto-forno, o que é extremamente benéfico do ponto de vista ecológico e ambiental (Camões, 2011). Estas adições possibilitam: (i) a redução da energia consumida na produção do betão, quando se utilizam subprodutos industriais no lugar do cimento; (ii) redução da poluição associada à produção de cimento; e (iii) reutilização de subprodutos nos betões compostos, que de outra forma seriam necessários armazenar e tratar, diminuindo assim o risco de poluição (Reis, 2009).

Segundo Sampaio *et al.* (2001), as adições podem aumentar a durabilidade dos betões, diminuindo a porosidade, aumentando a compacidade pela redução da quantidade e tamanho dos cristais de hidróxido de cálcio do cimento e permitem também melhorias ao nível da trabalhabilidade.

No caso das cinzas volantes, estas estão disponíveis no mercado em geral e são mais baratas do que o cimento e outras adições, como a sílica de fumo e o metacaulino. Segundo Camões (2011), atualmente quase todas as CV (cinzas volantes) produzidas são reutilizadas pela indústria do cimento e do betão em Portugal, chegando mesmo a importar CV de Espanha.

As CV permitem que os betões atinjam bons níveis de durabilidade, necessitem de menos água de amassadura e eventualmente as resistências mecânicas a longo prazo também são melhores. O objetivo principal é maximizar a incorporação de cinzas em compostos cimentícios, de forma a, como já referido, diminuir o consumo de cimento e conseguir assim, ganhos económicos.

Segundo Malhotra *et al.* (2002), um betão com elevado volume de cinzas é, geralmente, caracterizado por ter: (i) uma percentagem de substituição de cimento por cinzas no mínimo de

---

50 a 60%, valor em massa e relativo ao total de materiais cimentícios; (ii) uma baixa dosagem de água, em geral inferior a  $130 \text{ l/m}^3$ ; (iii) teor de cimento inferior a  $200 \text{ kg/m}^3$ , mas geralmente próximo de  $150 \text{ kg/m}^3$ ; e (iv) baixa relação água/ligante, geralmente inferior a 0,35.

Algumas das vantagens da utilização de cinzas volantes, em substituição do cimento são (Reis, 2009):

- Evita o armazenamento e tratamento deste produto, reutilizando-o;
- Diminuição da energia e poluição incorporada;
- Menor custo dos betões;
- Maior durabilidade, compacidade e capilaridade;
- Aprisionam os cloretos;
- Menor calor de hidratação;
- Resistência aos sulfatos;
- Aumenta a trabalhabilidade e a estabilidade reológica do betão fresco;
- Resistências elevadas a longo prazo.

No entanto, os betões com elevado volume de cinzas volantes apresentam alguns inconvenientes que têm impedido a generalização da sua utilização como:

- Desenvolvimento mais lento das resistências e reduzidas resistências em idades jovens;
- Maior sensibilidade à cura;
- Elevada retração plástica;
- Redução da resistência à carbonatação.

De modo a minimizar estas desvantagens, vários autores propõem incorporar, para além das cinzas, outras adições minerais, como metacaulinos, que corrijam os principais inconvenientes referidos atrás (Camões 2011).

É essencial também a adição de cargas minerais, como o caso do filer calcário, para fornecer um volume ideal à pasta ligante. O efeito de filer consiste no preenchimento dos espaços vazios entre os agregados, contribuindo para o aumento da compacidade e consequente aumento da resistência, sem adotar elevada dosagem de cimento e de adições pozolânicas (Alves, 2015).

A otimização da distribuição do tamanho da partícula leva a um menor volume de água requerido e a uma menor permeabilidade, resultando numa redução da relação água/ligante na mistura, mas proporcionando simultaneamente uma trabalhabilidade suficiente. Com base na diminuição do teor de água, juntamente com o aumento da resistência e da durabilidade, a redução do teor de cimento é claramente possível.

Também o uso de superplastificantes permite uma redução significativa do clínquer do cimento no betão. Na Figura 2.8 é mostrada a evolução de uma mistura tradicional para uma mistura com baixa dosagem de cimento.

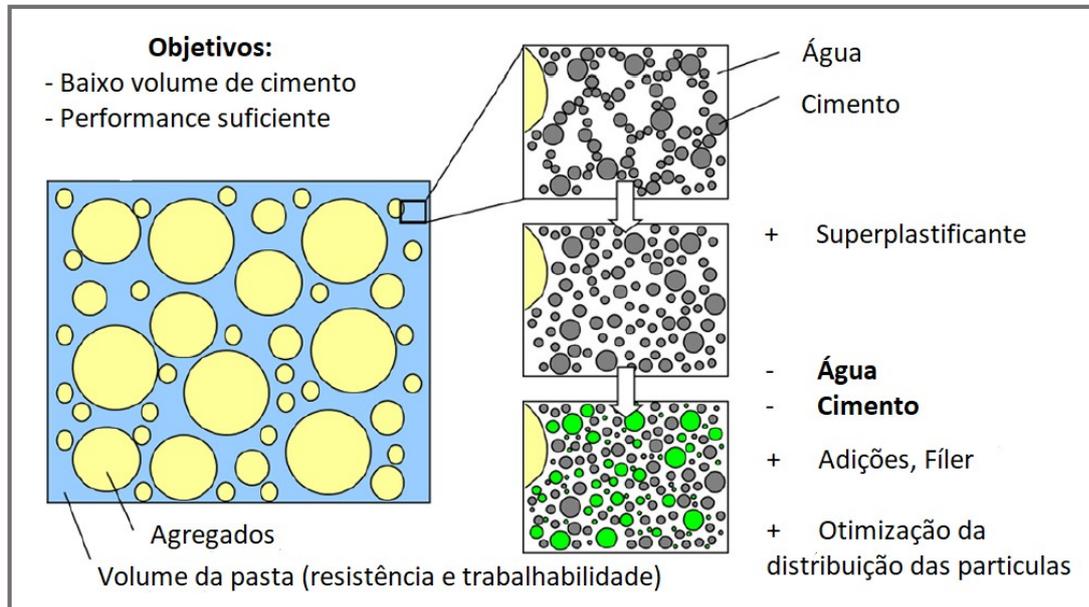


Figura 2.8: Mistura tradicional vs mistura com baixa dosagem de cimento (adaptado de Proske *et al.*, 2014)

A formulação de um betão com baixa dosagem de cimento passa também pela seleção do cimento a utilizar. Segundo Proske *et al.* (2014), o impacto ambiental do cimento deve ser tão baixo quanto possível, e ao mesmo tempo, possuir um desempenho de resistência relativamente alto. Os cimentos CEM II e CEM III com classe 42,5 e 52,5 assim como cimento Portland (CEM I) com classe 52,5 são os mais apropriados.

No fundo estamos a criar um betão em que a grande vantagem será a incorporação máxima possível de subprodutos industriais, de forma a substituir grande parte do cimento, mas também a conseguir um material com desempenhos mecânicos e de durabilidade tão bons ou melhores que os betões tradicionais. Estes betões poderiam ser usados em aplicações correntes a um custo mais reduzido para o promotor, diminuindo os custos de construção, mas sobretudo diminuindo drasticamente o consumo de cimento a nível global, com vantagens ambientais diversas (Reis, 2009). Todos os impactos negativos associados à indústria do cimento seriam reduzidos, desde as emissões de CO<sub>2</sub>, o consumo de energia, a destruição das paisagens devido às explorações, os problemas com os aquíferos, entre outros.

## 2.4. Interface entre betões

Para que seja possível obter um comportamento monolítico dos elementos compostos de LBC, com recobrimento em UHDC, é importante que os esforços sejam transmitidos adequadamente entre as duas camadas de betão.

A resistência das interfaces entre betões diferentes, com diferentes idades é um parâmetro extremamente importante para o comportamento monolítico de estruturas de betão, tanto nas estruturas já existentes envolvendo o reforço com uma nova camada de betão, como no caso de estruturas novas envolvendo elementos de betão com partes betonadas em alturas diferentes, com betões diferentes, ou seja, elementos pré-fabricados com partes betonadas *in situ* (Costa, 2012). Destas aplicações resultam elementos estruturais compostos, constituídos, neste estudo e como já referido, por vigas com uma parte em LBC e outra em UHDC, betonadas com diferentes idades (Figura 2.9).



Figura 2.9: Elemento com interface rugosa entre LBC e UHDC

Para além das propriedades de ambos os betões que constituem estas soluções, é de extrema importância conhecer o comportamento da interface entre ambos, uma vez que desta depende o seu comportamento monolítico.

Nos trabalhos de investigação desenvolvidos sobre este assunto, os parâmetros identificados como sendo os mais relevantes para a resistência das interfaces entre betões de diferentes idades são: (i) a rugosidade do substrato; (ii) a resistência do betão; (iii) o nível da tensão normal na interface; (iv) a resistência da armadura de ligação; e (v) o ângulo que a armadura que atravessa a interface faz com esta (Júlio *et al.*, 2010). Nas últimas décadas foram propostas várias expressões de cálculo da resistência ao corte longitudinal da interface entre camadas de betões de diferentes idades, baseada sobretudo na teoria do corte-atrito (Figura 2.10).

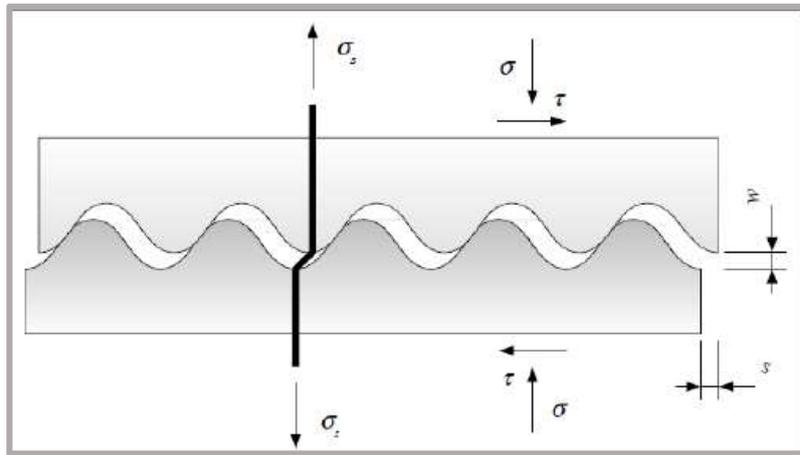


Figura 2.10: Modelo “dentes de serra”, utilizado na teoria do corte-atrito (Santos, 2009)

Santos (2009) efetuou a revisão do trabalho de vários investigadores nesta área e identificou as contribuições mais relevantes para a quantificação da resistência ao corte da interface entre betões,  $v_u$ , sendo que as expressões propostas por estes investigadores são consideravelmente diferentes e dependem de vários parâmetros. A evolução e amplitude das expressões apresentam, por vezes, diferenças muito significativas.

A avaliação da rugosidade da superfície do substrato é maioritariamente qualitativa, baseada apenas na inspeção visual, a qual conduz à classificação geral da superfície em: (i) muito lisa; (ii) lisa; (iii) rugosa; e (iv) indentada (ou muito rugosa). Esta abordagem, sendo qualitativa depende, geralmente, do critério do observador. No entanto, mais recentemente foi definida uma metodologia para realizar uma classificação quantitativa, logo mais rigorosa, da rugosidade do substrato através de parâmetros específicos como a altura máxima do pico, altura média do pico, profundidade máxima do vale, profundidade média do vale e a rugosidade média (Santos e Júlio, 2010). Estes parâmetros podem ser avaliados através de equipamentos específicos de medição, com os quais se obtêm o perfil da superfície do substrato.

A avaliação da resistência da interface em elementos compósitos de betão pode ser realizada através de diversos ensaios, destacando-se o ensaio de corte inclinado, conhecido por *Slant Shear Test* (SST), o qual foi utilizado neste trabalho. O SST foi inicialmente proposto como um provete cilíndrico com o objetivo de avaliar a resistência ao corte de resinas epóxicas (Kriegh, 1976). Posteriormente adotou-se uma nova versão com a geometria prismática, como apresentado na Figura 2.11 (Tabor, 1978).

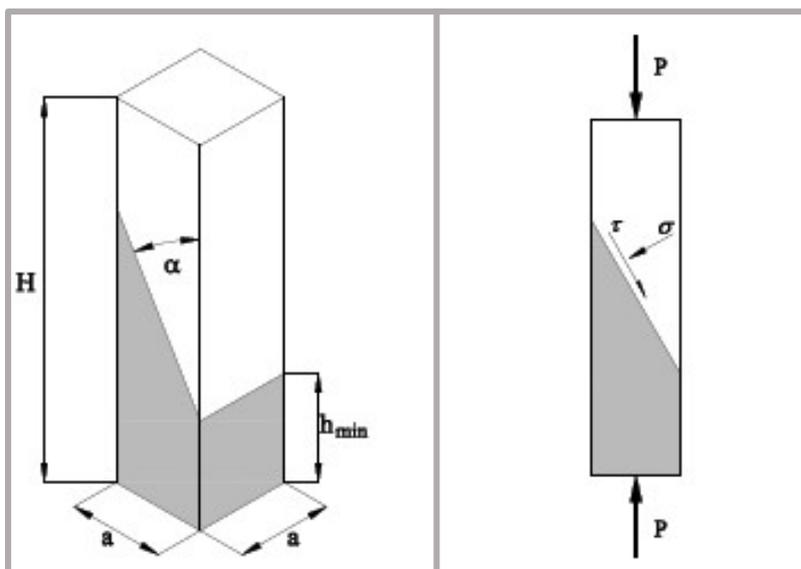


Figura 2.11: Slant Shear Test: Dimensões e tensão na interface (Saldanha et al, 2012)

A escolha deste ensaio deve-se ao facto de: (i) ser sensível à preparação da superfície da interface, a rugosidade, que é um dos parâmetros que mais influencia a resistência da interface; e (ii) a interface estar sujeita a tensões de corte e compressão, tal como acontece na maioria das estruturas reais. O principal inconveniente deste ensaio relaciona-se com o facto de serem frequentemente obtidos dois tipos de rotura distintos: (i) adesiva, ou seja, descolamento pela interface; e (ii) coesiva, por esmagamento do betão mais fraco. No caso de rotura coesiva apenas é obtido um limite inferior da resistência ao corte da interface betão-betão, dado que nesta situação a rotura é controlada pela resistência à compressão do betão mais fraco e não pelas características da interface (Saldanha *et al.*, 2012).

Austin (1999) refere que o ângulo da interface, ou seja, a relação entre as tensões normal e de corte, é de extrema importância relativamente à carga aplicável e ao modo de rotura obtido, pelo que os autores sugerem que se ensaiem vários ângulos para se obter uma envolvente de rotura.

Clímaco e Regan (2001), adotaram o critério de rotura de Mohr-Coulomb para selecionar um ângulo crítico que assegure roturas adesivas. Os autores verificaram que, mesmo quando os ângulos são selecionados para obter roturas adesivas, as roturas coesivas também ocorrem. Deste modo, pode-se concluir que: (i) o ângulo da interface com a horizontal tem um papel extremamente importante no modo de rotura; e (ii) não é possível obter roturas adesivas apenas ajustando criteriosamente o seu valor.

Júlio *et al.* (2006) avaliaram a influência da rigidez diferencial entre betões no comportamento de interfaces betão-betão usando o SST. Nos ensaios desenvolvidos pelos autores manteve-se constante o betão do substrato, com uma resistência à compressão de 30 MPa, e variou-se a resistência à compressão do betão adicionado (30, 50 e 100 MPa). A superfície da interface foi preparada com jato de areia para aumentar a rugosidade. Da análise dos resultados concluiu-se

que os provetes com o mesmo betão nas duas metades (30/30) apresentaram roturas adesivas, enquanto os restantes provetes (30/50 e 30/100) apresentaram roturas coesivas, o que prova que a rigidez diferencial também influencia o tipo de rotura.

Santos e Júlio (2011) referem também que foi observado o aumento do número de roturas coesivas com o aumento da rugosidade e com o aumento da rigidez diferencial. A influência da retração diferencial também foi estudada, considerando-se idades e condições de cura diferentes para betão de substrato e adicionado. Verificou-se que o aumento da retração diferencial pode ser benéfico, obtendo-se valores mais elevados da tensão de rotura, e que este parâmetro também influencia o tipo de rotura.

Em resumo, pode afirmar-se que o tipo de rotura no SST é influenciado pelos seguintes parâmetros: (i) ângulo da interface; (ii) rugosidade da interface; (iii) rigidez diferencial e (iv) retração diferencial.

## **2.5. Resistência à flexão em vigas**

Para esta dissertação, considerou-se relevante apresentar uma breve descrição do comportamento à flexão tanto em vigas de betão armado convencionais como em vigas reforçadas com fibras metálicas. Convém primeiro perceber que o fenómeno de flexão está relacionado com a existência de momentos fletores num dado elemento, resultantes da aplicação de ações externas, e que provocam a rotação das secções em torno de um eixo. Em segundo lugar, deve-se ter presente a diferença entre a flexão pura, em que se considera desprezável o efeito de carregamentos transversais; e o de flexão simples, que comporta o efeito de momento fletor e do esforço transversal.

No caso das vigas de betão armado, a rotura por flexão ocorre quando, pelo menos um dos materiais constituintes (o aço ou o betão) atinge o seu limite de deformação (Barros, 2009), resultando numa deformação plástica excessiva no aço ou no esmagamento do betão.

A deformação plástica excessiva do aço, usualmente anunciada pelo surgimento de muitas fendas e pelo desenvolvimento de uma grande flecha, ocorre quando as tensões de tração atuantes num elemento de betão armado induzem uma extensão elevada na armadura principal desse mesmo elemento (Figura 2.12). Juntamente com a deformação do aço, pode ainda existir um esmagamento do betão na zona de compressão (Barros, 2009; Leonhardt e Mönnig, 1977).

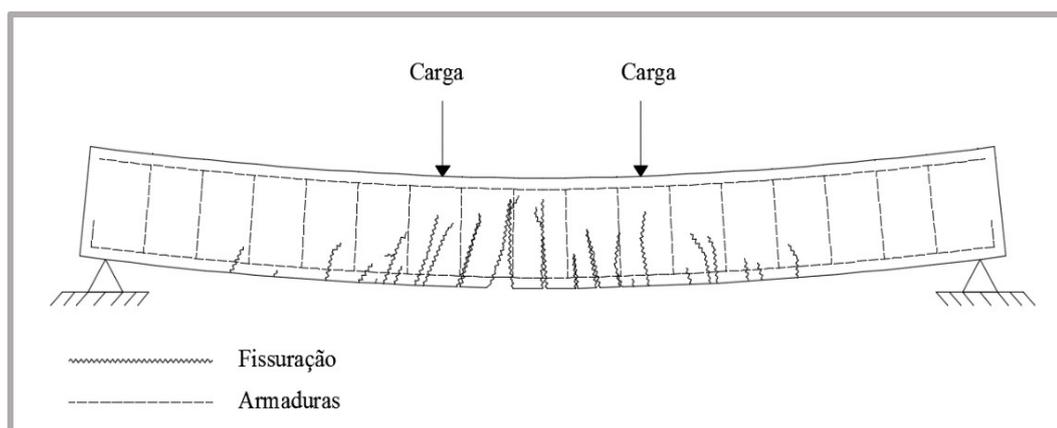


Figura 2.12: Deformação plástica do aço numa viga de betão armado

Este tipo de rotura surge geralmente em elementos com percentagem de armadura correntes, onde a extensão limite do aço é atingida antes do esgotamento da zona de compressão no betão, e identifica-se como “rotura por tração na flexão” (Leonhardt e Mönnig, 1977).

No entanto, a “rotura por tração na flexão” também pode surgir em situações especiais, em que a taxa de armadura é muito reduzida e em que a força de tração existente no betão é superior à da armadura longitudinal. Assim, dá-se um rompimento extremamente brusco, uma rotura frágil, da armadura longitudinal com o aparecimento da primeira fenda (Leonhardt e Mönnig, 1977).

No caso da rotura do betão, esta forma de rotura surge, geralmente, em elementos com percentagens de armadura elevadas ou com armaduras de elevada resistência, em que a extensão máxima do betão é atingida antes da deformação limite do aço da armadura longitudinal, ocorrendo uma falha na zona de compressão do betão (Figura 2.13) (Barros, 2009; Leonhardt e Mönnig, 1977).

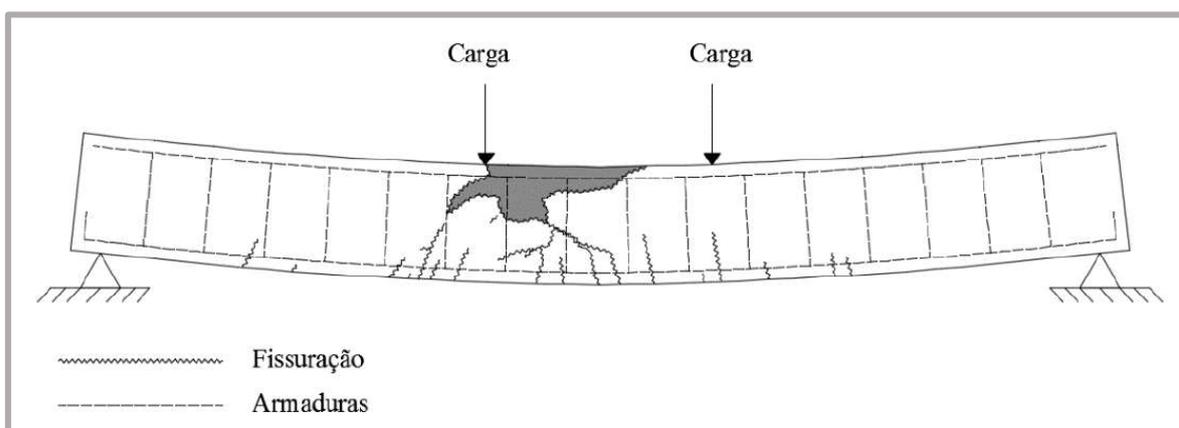


Figura 2.13: Rotura do betão comprimido numa viga de betão armado

Este tipo de rotura é designado como “*rotura por compressão na flexão*” e tem um carácter frágil, uma vez que este ocorre bruscamente e sem aviso prévio, até com carácter explosivo, principalmente nos betões de alta resistência (Leonhardt e Mönnig, 1977).

Na verdade, os elementos de betão armado são heterogéneos, uma vez que são constituídos por betão e armadura. Deste modo, a análise é ligeiramente diferente relativamente a elementos de um só material (Nilson *et al.*, 2010).

Vigas de betão sem reforço, ou seja, sem armadura, são totalmente ineficientes para resistir a esforços de flexão. As armaduras são colocadas o mais perto possível do extremo com a maior tensão de tração. O principal objetivo do reforço metálico, ou seja, das armaduras, é o de resistir às forças de tração presentes na viga. A função do betão é meramente a de resistir a tensões de compressão. É o funcionamento deste conjunto (binário de forças à tração e compressão) que permite suportar os esforços de flexão. No entanto, este conjunto só resulta se existir compatibilidade entre o betão e a armadura (i.e. aderência) (Nilson *et al.*, 2010).

Ainda neste contexto refere-se que é importante definir um valor máximo para a taxa de armadura de tração e que o seu aumento resulta num aumento da profundidade da linha neutra na rotura. Esta modificação pode originar, como já referido, a rotura por esmagamento do betão comprimido antes das armaduras entrarem em cedência, provocando assim uma rotura do tipo frágil, o que não é aconselhável. Por outro lado, o comportamento de um elemento estrutural é mais dúctil, se possuir uma taxa de armadura longitudinal menor, no entanto, há também um valor mínimo a cumprir, como se descreveu atrás. Deste modo, é necessário que sejam respeitados os limites construtivos, nomeadamente os valores mínimos e máximos para as taxas de armadura, preconizados pelas normas, regulamentos, e especificações técnicas.

O uso das fibras de aço em vigas pode ser muito vantajoso no comportamento à flexão. As aplicações mais comuns das fibras de aço são a sua utilização como reforço ou emenda de armaduras ordinárias e são particularmente relevantes após a fendilhação do betão (Vitt, 2011).

No entanto, é de notar que, embora se possam utilizar fibras de aço como o único reforço à flexão, em elementos hiperestáticos (*e.g.* laje em contato com o solo), estas são mais eficientes/económicas quando combinadas com armadura (Vitt, 2011). Quando se utilizam as fibras para este fim, tem que se ter em conta que estas desempenham um papel secundário no reforço, relacionado, em grande parte, com o controlo da fendilhação (ACI 544.4R, 1988). No entanto, a adição de fibras, no geral, resulta num aumento do momento máximo resistente e num aumento da ductilidade das vigas.

O comportamento de uma viga reforçada conjuntamente por armadura e fibras de aço apresenta, aproximadamente, a distribuição de tensões ilustrada na Figura 2.14.

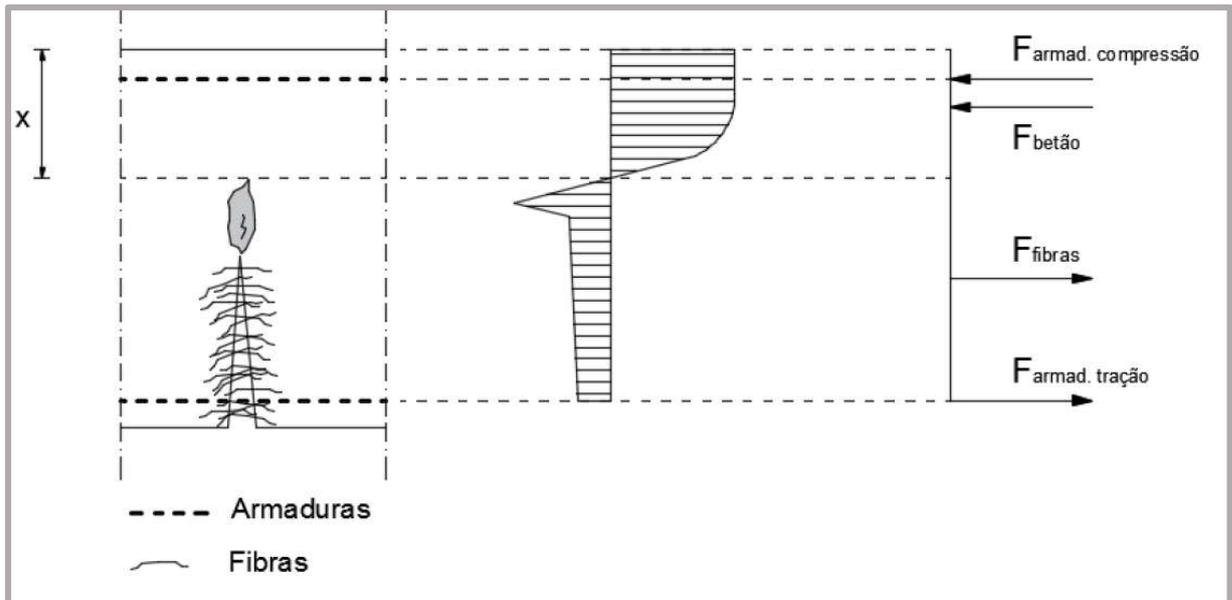


Figura 2.14: Distribuição de tensões num elemento em BRFA fendilhado (Adaptado de Robins et al, 2001)



## Capítulo 3 – Programa Experimental

Neste capítulo apresenta-se o programa experimental desenvolvido no âmbito da presente dissertação, no qual se incluem a caracterização das misturas, a produção das vigas, os ensaios experimentais utilizados para determinar as características resistentes dos betões, a descrição dos ensaios para caracterização da interface entre os betões e a descrição dos ensaios experimentais para avaliar o comportamento das vigas à flexão.

### 3.1. Caracterização das misturas

É importante caracterizar as misturas de betão que foram usadas no programa experimental uma vez que este é o elemento principal e cujas características/comportamentos se pretendem conhecer. Deste modo, é essencial ter conhecimento quer da composição do betão e os atributos de cada um dos seus constituintes, quer dos resultados de ensaios normalizados. Assim pretendeu-se realizar uma caracterização dos betões para avaliar não só o seu comportamento mas também para posteriormente se compreender os resultados dos ensaios estruturais.

#### 3.1.1. Composições

Depois de especificado o comportamento dos betões pretendidos, segue-se a fase da escolha e caracterização dos diferentes constituintes do betão (Lourenço *et al.*, 2004).

Para o programa experimental foram usadas, duas misturas de betão, um betão com baixa dosagem de cimento e um betão com ultra elevada durabilidade, usados para a produção dos elementos estruturais (*e.g.* vigas) e para os provetes de caracterização da interface. De uma forma sintetizada os betões usados para os ensaios apresentam-se no Quadro 3.1, que contem as proporções dos constituintes para a produção de 1  $m^3$  de betão.

Daqui para a frente, por forma a simplificar a análise, distinguir-se-ão as misturas como: LBC para o betão com baixa dosagem de cimento e UHDC para o betão de ultra elevada durabilidade.

No LBC, a otimização da resistência mecânica consegue-se pela maximização da compacidade, com valores habituais situados entre 0,84 e 0,86, permitindo ter reduzidas dosagens quer cimento (entre 125 e 175  $kg/m^3$ ) quer de pó ligante (cerca de 250  $kg/m^3$ ). Contudo, esses parâmetros de formulação originam elevada perda de trabalhabilidade e dificuldade de compactação (Alves, 2015). O programa experimental definido contempla a produção de elementos de betão armado com secção reduzida e com reduzido espaço entre armaduras. Por este motivo, optou-se por utilizar parâmetros de formulação mais adequados (compacidade de 0,82 e dosagem de pó ligante de 350 $kg/m^3$ ) que permitem obter boa trabalhabilidade e maior

facilidade de compactação nessas condições; apesar de ter maior relação A/C, a adição combinada de cinzas volantes e filer calcário permite manter o nível de resistência definido sem aumentar a dosagem de cimento. No betão UHDC, estudou-se e ajustou-se a formulação com dosagem moderada de cimento e com adições de cinzas volantes e filer na pasta ligante, sendo adotada a adição de micro fibras de aço.

Quadro 3.1: Composição dos betões para a produção de  $1 m^3$  ( $kg/m^3$ )

Constituintes ( $kg/m^3$ )	Designação	LBC	UHDC
Cimento	CEM I 52,5 R	125,0	750,0
Adições	Fíler Calcário	125,0	130,0
	Cinzas Volantes	100,0	220,0
Adjuvante	MasterGlenium 526	1,00	15,00
Agregados Finos	Areia Fina (0-1mm)	164,0	867,0
	Areia Média (0-4mm)	801,1	-
Agregados Grossos	Brita 1 (5/14mm)	859,2	-
Água	Efetiva	159,4	240,0
Fibras	Aço (microfibras)	-	157,2

### 3.1.2. Materiais

Os materiais usados na produção das vigas foram: (i) um betão com baixa dosagem de cimento, LBC, para o núcleo; (ii) um betão com ultra elevada durabilidade, UHDC, para o recobrimento dos elementos; e (iii) aço A500 NR SD para as armaduras. Para se definirem corretamente as composições, é importante conhecer as propriedades de cada constituinte dos betões, assim como as propriedades mecânicas dos betões para se efetuar o plano de ensaios das vigas em estudo e para ser possível fazer uma análise estrutural das mesmas.

#### 3.1.2.1. Ligantes

A escolha do cimento usado na produção dos betões foi feita tendo em conta, essencialmente, a resistência à compressão pretendida. Deste modo, foi usado um cimento do tipo CEM I 52,5 R. Para além do cimento referido foram também utilizadas adições de cinzas volantes e de filer calcário nos dois betões produzidos e que constituíram as vigas compósitas estudadas.

A Figura 3.1 ilustra o aspeto do cimento e das adições utilizadas.

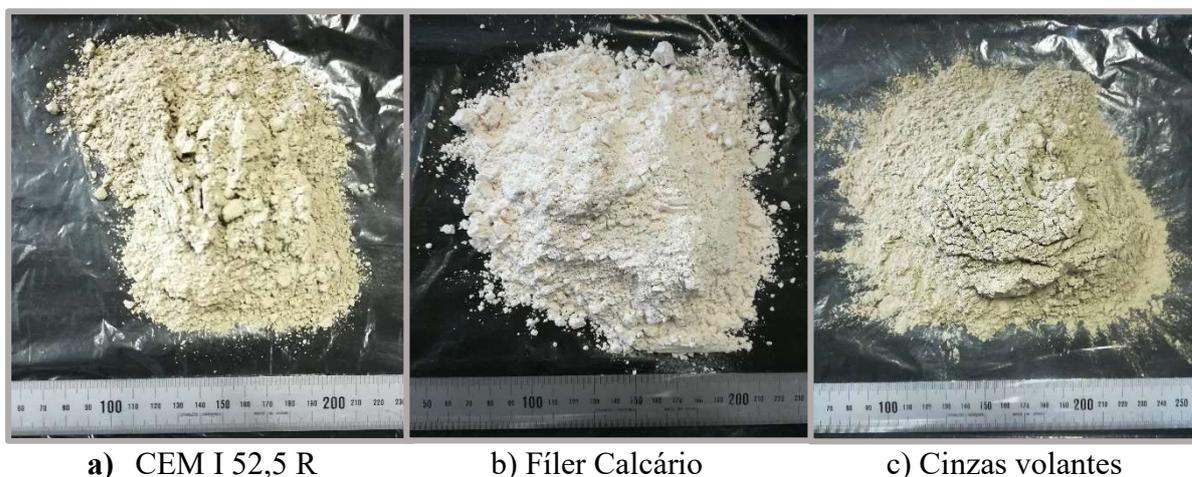


Figura 3.1: Aspeto macroscópico dos ligantes utilizados

Para o estudo da composição tem de se conhecer a massa volúmica do grão de cimento, assim como do grão da adição (Lourenço *et al*, 2004). Por este motivo, no Quadro 3.2 são apresentadas as massas volúmicas dos ligantes.

Quadro 3.2: Massa volúmica dos ligantes

Ligante	Massa Volúmica ( $kg/dm^3$ )
CEM I 52.5 R	3,16
Fíler Calcário	2,70
Cinzas Volantes	2,30

### 3.1.2.2. Agregados

Foram utilizados dois tipos de areia: areia fina 0/1 *mm* e areia média 0/4 *mm*. A Figura 3.2 ilustra o aspeto das areias utilizadas.



a) Areia Fina 0/1 mm

b) Areia média 0/4 mm

Figura 3.2: Aspeto macroscópico dos agregados finos

Como agregado grosso foi utilizada brita 1 (6/14 mm), cujo aspeto é ilustrado na Figura 3.3.



Figura 3.3: Aspeto macroscópico do agregado grosso (Brita 6/14 mm)

No Quadro 3.3 apresenta-se, para cada tipo de agregado, a massa volúmica.

Quadro 3.3: Massa volúmica dos agregados

Agregado	Massa Volúmica ( $kg/dm^3$ )
Areia fina 0/1	2,63
Areia média 0/4	2,63
Brita 1	2,66

### 3.1.2.3. Adjuvante e Água

O adjuvante escolhido foi o superplastificante *MasterGlenium SKY 526*, produzido pela empresa *BASF*, feito à base de polímeros de éter policarboxílico (PCE), permitindo uma eficaz hidratação do cimento e cuja massa volúmica é de  $1,06 kg/dm^3$  (Figura 3.4).



Figura 3.4: Embalagem do adjuvante *MasterGlenium SKY 526*

A água deverá ser apropriada; ou seja, dever-se-á garantir que a água não possui características que prejudiquem o desenvolvimento da hidratação (Lourenço *et al*, 2004). Por este motivo, foi utilizada nas misturas água da rede pública de abastecimento, apta para ser utilizada na produção de betão.

### 3.1.2.4. Fibras

A escolha da quantidade de fibras utilizadas para as misturas de betão foi realizada tendo em conta estudos que apontam para valores ótimos de fibras na ordem dos 0,5 a 2% em betões reforçados com fibras de aço (Gomes, 2013). De acordo com Naaman (2003) a utilização de um volume de fibras de aço superior a 2% em situações correntes de amassadura torna-se difícil do ponto de vista prático, podendo levar à aglomeração das fibras, segregação do betão, dificuldade em misturar os componentes da mistura, etc. Assim, para todas as misturas com fibras metálicas incorporadas (UHDC) optou-se pela utilização de uma quantidade de 2%, tal como está explícito no Quadro 3.1 no Subcapítulo 3.1.1.

Como fibras de reforço da matriz do UHDC utilizaram-se microfibras de aço Dramix OL10/0.12mm, apresentadas na Figura 3.5.



Figura 3.5: Aspeto macroscópico das microfibras utilizadas.

### 3.1.2.5. Aço

Passando à caracterização das armaduras, tanto na armadura longitudinal, como na armadura transversal das vigas, foram utilizados varões de aço da classe A500 NR SD, ou seja, varões nervurados, laminados a quente de alta aderência e de ductilidade especial. Na Figura 3.6 são apresentadas as armaduras utilizadas na produção das vigas.

As taxas de armadura de tração utilizadas são ( $\rho = A_s/(b.d)$ ):

- Viga 1:  $2\varnothing 10$  ( $A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho = 0.65\%$ );
- Viga 2:  $4\varnothing 10$  ( $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho = 1.3\%$ );
- Viga 3:  $4\varnothing 12$  ( $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho = 1.86\%$ );
- Viga 4:  $4\varnothing 16$  ( $A_s = 8.04 \text{ cm}^2 \Rightarrow \rho = 3.32\%$ )



Figura 3.6: Aspeto das armaduras utilizadas nas vigas

Para o aço, foram utilizados os valores fornecidos regulamentarmente (EC2) para o módulo de elasticidade ( $E_s$ ), a tensão de cedência ( $f_{sy}$ ) e a tensão de rotura ( $f_{su}$ ), bem como as extensões associadas a cada uma dessas tensões ( $\epsilon_{sy}$  e  $\epsilon_{su}$ ), que se apresentam no Quadro 3.4.

Quadro 3.4:Caraterísticas estimadas para o aço utilizado (EC2)

Aço	Tração				$E_s$ (GPa)
	$f_{sy}$ (MPa)	$f_{su}$ (MPa)	$\epsilon_{sy}$ (‰)	$\epsilon_{su}$ (‰)	
A500 NR SD	500	550	2,5	12,0	200

### 3.2. Características dos Betões

Para a determinação das principais propriedades dos betões foram realizados os ensaios constantes no Quadro 3.5.

Quadro 3.5: Ensaio de caracterização do betão realizados

Ensaio	Norma
Resistência à compressão de provetes	NP EN 12390-3:2011
Resistência à tração por compressão diametral dos provetes	NP EN 12390-6:2011
Determinação do módulo de elasticidade em compressão	LNEC E397:1993
Resistência à tração por flexão	NP EN 12390-5:2009

Os ensaios de caracterização de betão realizados no âmbito desta dissertação foram usados como confirmação/validação, uma vez que a parte material já se encontrava desenvolvida e devidamente caracterizada.

#### 3.2.1. Resistência à compressão

A determinação experimental da resistência à compressão do betão ( $f_c$ ) foi realizada segundo o procedimento preconizado pela norma NP EN 12390-3 (2011). Foram ensaiados provetes cúbicos para os dois betões utilizados, de dimensão  $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$  (Figura 3.7), executados aquando das betonagens das vigas e dos provetes de corte inclinado.

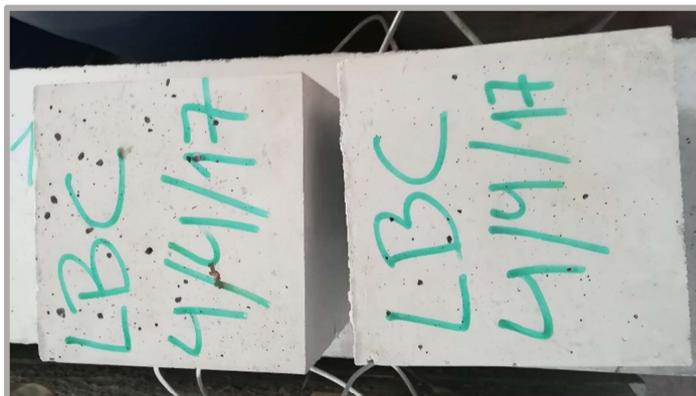


Figura 3.7: Provetes cúbicos para ensaio à compressão

O procedimento de ensaio foi igual para todos os provetes e todas as misturas. Foi feita uma cura dos provetes em imersão num tanque de água a uma temperatura de 20°C até ao dia anterior ao ensaio (Figura 3.8). Posteriormente, utilizou-se uma prensa hidráulica para aplicar uma tensão de compressão nos provetes até à rotura, a uma velocidade constante de 13,5 kN/s. De seguida, através do quociente entre a força de rotura e a área comprimida do provete, determinou-se a tensão resistente do betão à compressão. De modo a obter os valores médios da tensão resistente ( $f_{cm,cubo}$ ), foi feita uma média aritmética dos valores obtidos.

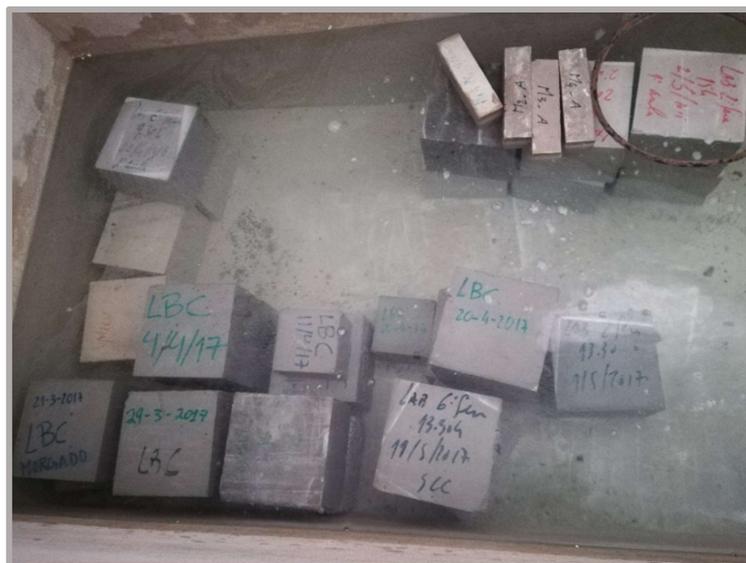


Figura 3.8: Cura em tanque de água

Os valores de tensão de rotura à compressão em cilindros ( $f_{cm,cil}$ ), necessários para posterior análise de resultados (Capítulo 4), foram obtidos através da Expressão 3.1 (Costa e Appleton, 2002).

$$f_{cm,cil} \text{ (MPa)} \approx f_{cm,cubo} \text{ (28 dias)} * 0,8 \quad (3.1)$$

Os resultados obtidos encontram-se apresentados mais à frente, no Quadro 3.6 do Subcapítulo 3.2.5.

### 3.2.2. Módulo de elasticidade

Para a determinação do valor do módulo de elasticidade ( $E_c$ ) recorreu-se à aplicação de uma carga cíclica entre dois níveis de tensão, em provetes prismáticos de 100x100x400 mm<sup>3</sup>, de acordo com a especificação LNEC E 397 (1993). Para a medição das deformações que ocorrem em cada ciclo, foram coladas, em cada uma das faces opostas do prisma, pastilhas *demec* com

orifício troncocônico e mediu-se a variação da dimensão longitudinal, entre as pastilhas, com um alongâmetro. Concluiu-se o procedimento quando a diferença entre as deformações de ciclos consecutivos foi inferior à condição de convergência da norma. Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 3.6 do Subcapítulo 3.2.5.

### 3.2.3. Resistência à tração por compressão diametral

A norma NP EN 12390-6 (2011) preconiza o procedimento de ensaio para a determinação da resistência à tração por compressão diametral, em provetes prismáticos com  $100 \times 100 \text{ mm}^2$  de secção. A aplicação da carga foi feita a uma velocidade constante e de valor igual a  $0,8 \text{ kN/s}$ , até à rotura. O valor da tensão de rotura ( $f_{ct}$ ), para cada provete, foi calculado utilizando a Expressão 3.2. Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 3.6 do Subcapítulo 3.2.5.

$$f_{ct} \text{ (MPa)} = 1,1 * \frac{2 * F_p}{\pi * a_p^2} \quad (3.2)$$

*Legenda:* 1,1 – fator de correção (uma vez que os provetes prismáticos tendem a ter valores superiores aos cilindros em cerca de 10%);  $F_p$  – força de rotura do provete (N);  $a_p$  – aresta de menor dimensão do provete (mm).

### 3.2.4. Resistência à tração por flexão

A determinação da resistência à tração por flexão foi efetuada de acordo com a norma NP EN 12390-5 (2009). Os respetivos ensaios de flexão de três pontos foram realizados recorrendo a um provete prismático de  $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$  para a mistura de betão UHDC, com uma distância entre apoios de  $300 \text{ mm}$ , e com a utilização de dois *LVDTs* colocados a meio vão em faces opostas (Figura 3.9). O valor médio da resistência à tração ( $f_{cm}$ ) para o betão da *superskin* (UHDC) foi ainda determinado através do ensaio de flexão em provetes prismáticos de  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ .



Figura 3.9: Ensaio de tração por flexão

A norma EN 14651 (2007) estabelece que a determinação das resistências residuais de flexão ( $f_R$ ) pode ser feita tendo em conta a flecha a meio vão, em alternativa à medição da abertura do entalhe (*Crack Mouth Opening Displacement*) – CMOD), ou seja, pode ser feita pelo ensaio da norma EN 12390-5 (2009).

O cálculo das tensões residuais ( $f_{R1}, f_{R2}, f_{R3}$  e  $f_{R4}$ ) é feito a partir da Expressão 3.3:

$$f_{Ri}(\text{MPa}) = \frac{3}{2} * F_i * 10^3 * \frac{l_R}{b_R * h_R^2} \quad (3.3)$$

*Legenda:*  $F_i$  – força (kN);  $l_R$  – distância entre apoios (mm);  $b_R$  – largura do provete (mm);  $h_R$  – altura do provete (mm).

A força  $F_i$  está relacionada com a flecha central da seguinte forma:  $F_1$  – força correspondente a uma flecha central de 0,47 mm;  $F_2$  - força correspondente a uma flecha central de 1,32 mm;  $F_3$  - força correspondente a uma flecha central de 2,17 mm;  $F_4$  - força correspondente a uma flecha central de 3,02 mm.

O cálculo da tensão de tração por flexão ( $f_{ct,fl}$ ) é também realizado usando a Expressão 3.3, onde a força  $F$  a utilizar corresponde ao valor máximo ( $F_{máx}$ ).

O diagrama obtido no ensaio de tração por flexão, carga ( $F$ ) – deslocamento ( $\delta$ ), consta na Figura 3.10, enquanto os resultados obtidos encontram-se resumidos mais adiante, no Quadro 3.6 do Subcapítulo 3.2.5.

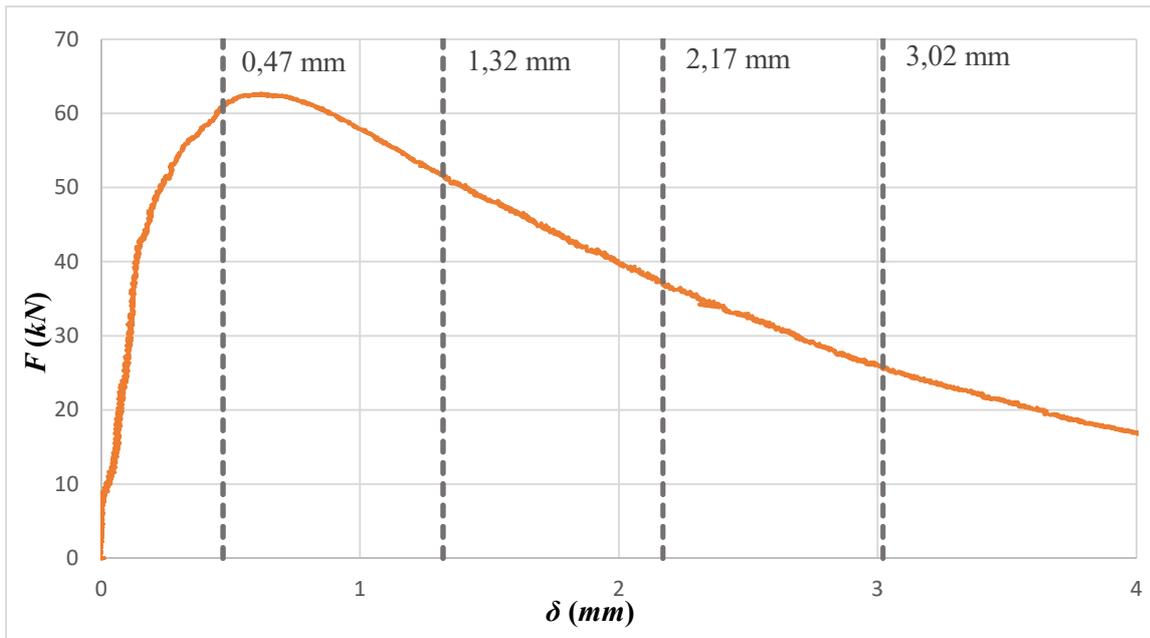


Figura 3.10: Diagrama Carga-deslocamento do ensaio de tração por flexão

### 3.2.5. Resultados

Os resultados obtidos para os ensaios de resistência à compressão, da resistência à tração do UHDC e do módulo de elasticidade, referidos anteriormente, estão apresentados no Quadro 3.6.

Quadro 3.6: Resultados dos ensaios de compressão, tração e módulo de elasticidade.

Betão	Compressão	Compressão	Tração	$E_c$ (GPa)
	$f_{cm,cubo}$ (MPa)	$f_{cm,cil}$ (MPa)	$f_{ctm}$ (MPa)	
LBC	28,5	22,8	-	29,6
UHDC	128,0	102,4	27,6	39,7

É possível verificar, através dos resultados, que o UHDC apresenta valores de resistência à compressão e módulo de elasticidade bastante superiores, em relação ao LBC, e de acordo com os valores planeados.

No Quadro 3.7 resumem-se os valores médios obtidos na tração por flexão do provete de UHDC.

Quadro 3.7: Resultados do ensaio de tração por flexão

Tração por flexão $f_{ctm,fl}$ (MPa)	Tração residual por flexão			
	$F_{Rm1}$ (MPa)	$F_{Rm2}$ (MPa)	$F_{Rm3}$ (MPa)	$F_{Rm4}$ (MPa)
28,20	27,43	23,27	16,62	11,69

### 3.3. Estudo da adesão na Interface entre betões

Com o objetivo de quantificar a resistência de interfaces entre o LBC e o UHDC, e de modo a decidir que interface adotar nas vigas a ensaiar definiu-se um estudo experimental, considerando diferentes tipos de rugosidade entre os dois betões. Para efetuar a caracterização da resistência das interfaces resultantes realizou-se o ensaio do corte inclinado – *Slant Shear Test*.

#### 3.3.1. Rugosidade das interfaces

Nos provetes, onde o betão de substrato é o LBC e o betão adicionado é o UHDC, foram combinados quatro tipos de rugosidade do substrato (Figura 3.11): (i) superfície lisa, moldada contra a cofragem metálica, sem tratamento (L), (ii) superfície, com conetores de aço de 4mm de diâmetro (P); (iii) superfície desativada quimicamente, através da aplicação de um inibidor de presa superficial na face da interface, removendo a matriz ligante superficial após a desmoldagem, com água corrente e escovagem ligeira (R); e (iv) superfície indentada, com betonagem contra cofragem metálica com esta característica geométrica (I).



a) LBC-L

b) LBC-P

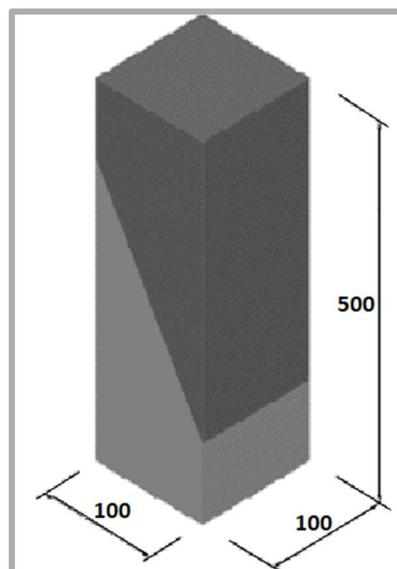
c) LBC-R

d) LBC-I

Figura 3.11: Superfícies do betão de substrato em LBC

### 3.3.2. Preparação dos provetes

Para a realização do estudo da interface foram utilizados quatro provetes prismáticos para cada tipo de interface, com  $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$ , em que a interface forma um ângulo de  $25^\circ$  com o eixo longitudinal do prisma, resultando na configuração apresentada na Figura 3.12. Para este ensaio, como já referido, consideraram-se dois tipos de betão (LBC e UHDC) e os quatro diferentes tipos de rugosidade, mencionadas no Subcapítulo 3.4.1.

Figura 3.12: Dimensões, em *mm*, dos provetes do ensaio de corte inclinado

Os provetes foram produzidos em duas fases: i) betonagem do betão de substrato (LBC); e ii) betonagem do betão adicionado (UHDC).

As metades dos provetes em LBC, cuja rugosidade da interface do substrato resulta da face moldada com ou sem tratamento e indentadas, foram produzidas nos respetivos moldes metálicos, com as dimensões finais separadas por chapa quinada com o respetivo ângulo. As metades dos provetes, cuja interface apresentava conetores foram produzidas individualmente em cada molde metálico, com chapa quinada com o respetivo ângulo de 25° (Figuras 3.13 e 3.14).



Figura 3.13: Moldagem da metade de LBC dos provetes – Interface lisa (sem tratamento) e rugosa



a) Interface com conetores    b) Interface indentada

Figura 3.14: Moldagem da metade de LBC dos provetes

As metades dos provetes assim produzidas foram curadas com imersão em água a 20°C de temperatura. O tratamento da superfície com interface rugosa foi efetuado em estado endurecido após descofragem.

Posteriormente, aos 28 dias de idade das metades do substrato, procedeu-se à produção final dos provetes, através da betonagem com o betão adicionado, UHDC. Para o efeito, após limpeza e humedecimento da interface, colocaram-se as metades de substrato no interior dos moldes prismáticos e betonou-se diretamente contra a interface (Figura 3.15 e 3.16).



Figura 3.15: Preparação e betonagem final dos provetes de corte inclinado



Figura 3.16: Moldes betonados com as duas partes do provete

Os provetes resultantes foram desmoldados e posteriormente armazenaram-se em ambiente de laboratório, até ao dia do ensaio (Figura 3.17).



Figura 3.17: Provetes do ensaio do corte inclinado

### 3.3.3. Descrição do ensaio de corte inclinado e instrumentação

Os ensaios de corte inclinado (*Slant-Shear Test*) realizaram-se 28 dias após a betonagem final, aplicando a carga à velocidade de  $3 \text{ kN/s}$  até à rotura (Figura 3.18). Para cada situação foram caracterizados quatro provetes. Verificou-se a ocorrência de dois tipos de rotura, mencionados anteriormente: (i) rotura monolítica, igualmente designada de coesiva (Figura 3.19a)); e rotura pela interface, também designada de adesiva (Figura 3.19b)).

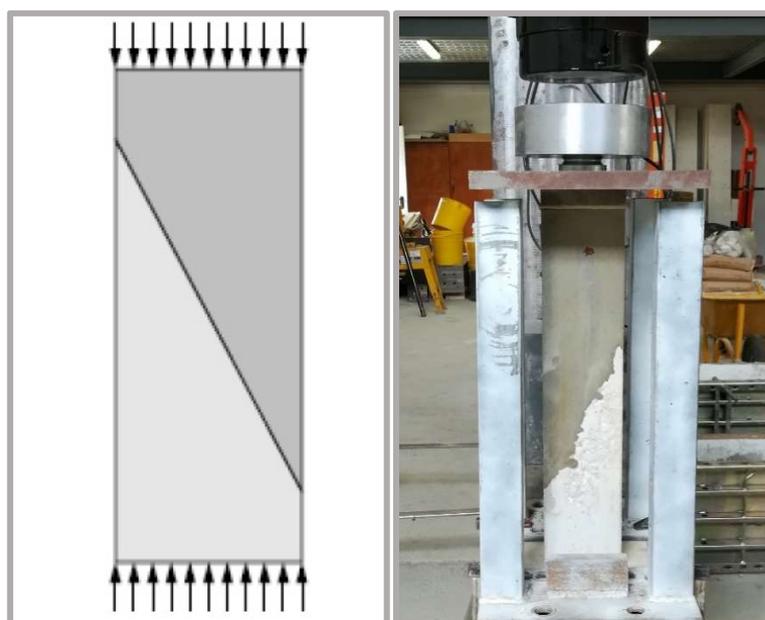


Figura 3.18: Ensaio de provete de corte inclinado

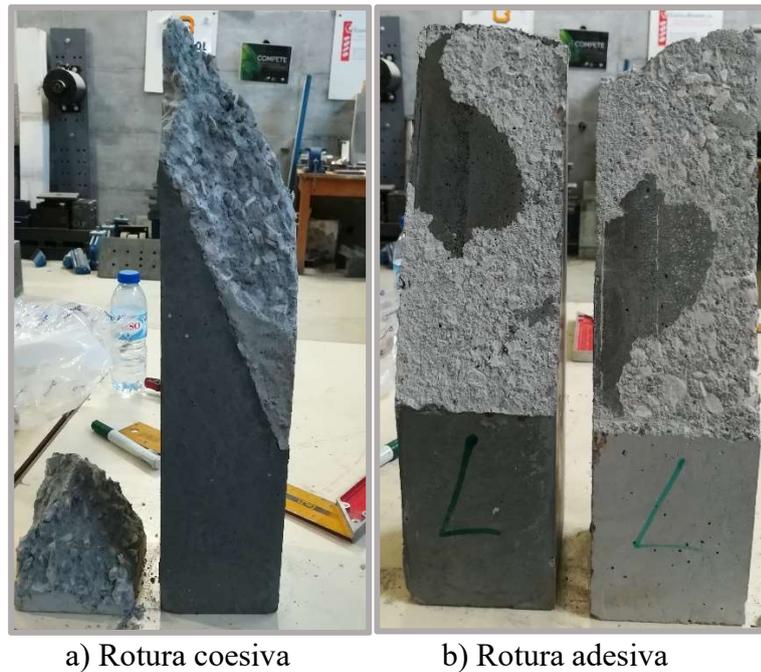


Figura 3.19: Tipos de rotura do ensaio dos provetes de corte inclinado

### 3.3.4. Resultados

Como já referido foram executados dezasseis provetes com quatro tipos diferentes de rugosidades para se avaliar a resistência ao corte, através do ensaio do corte inclinado, descrito anteriormente.

A tensão normal e de corte na interface podem ser determinadas dividindo as componentes normal e tangencial da força de compressão, respetivamente, pela área do plano de corte da interface. Nas equações (3.4) e (3.5) são fornecidas as expressões genéricas para a determinação destas componentes sendo  $\sigma$  a tensão normal na interface;  $\tau$  a tensão de corte na interface;  $F$  a força de compressão do provete;  $\alpha$  o ângulo entre a interface e a vertical; e  $a$  dimensão da aresta da secção transversal.

$$\sigma = \frac{F \cdot \sin^2 \alpha}{a^2} \quad (3.4)$$

$$\tau = \frac{F \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha}{a^2} \quad (3.5)$$

Os valores médios e os desvios dos resultados obtidos nos ensaios de corte inclinado são apresentados no Quadro 3.8 e 3.9, indicando ainda o modo de rotura.

Quadro 3.8: Valores da resistência ao corte da interface

Referência	Interface		Resistência ao corte ( $\tau$ ) [MPa]	Média [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	Coeficiente de variação
	Rugosidade	Rotura				
R1	Rugoso	Coesiva	7,70	7,56	0,11	0,01
R2		Coesiva	7,55			
R3		Coesiva	7,58			
R4		Coesiva	7,43			
I1	Indentado	Adesiva	6,32	5,77	0,63	0,11
I2		Adesiva	6,32			
I3		Adesiva	5,25			
I4		Adesiva	5,21			
P1	Conectores (aço)	Adesiva	3,98	3,02	0,82	0,27
P2		Adesiva	3,41			
P3		Adesiva	2,41			
P4		Adesiva	2,26			
L1	Liso	Adesiva	2,87	2,71	1,24	0,46
L2		Adesiva	3,33			
L3		Adesiva	3,72			
L4		Adesiva	0,92			

Quadro 3.9: Valores da tensão normal na interface

Referência	Interface		Tensão Normal ( $\sigma$ ) [MPa]	Média [MPa]	Desvio Padrão [MPa]	Coeficiente de variação
	Rugosidade	Rotura				
R1	Rugoso	Coesiva	3,59	3,53	0,05	0,01
R2		Coesiva	3,52			
R3		Coesiva	3,54			
R4		Coesiva	3,46			
I1	Indentado	Adesiva	2,95	2,69	0,29	0,11
I2		Adesiva	2,95			
I3		Adesiva	2,45			
I4		Adesiva	2,43			
P1	Conectores (Pregos)	Adesiva	1,86	1,41	0,38	0,27
P2		Adesiva	1,59			
P3		Adesiva	1,13			
P4		Adesiva	1,05			
L1	Liso	Adesiva	1,34	1,26	0,58	0,46
L2		Adesiva	1,55			
L3		Adesiva	1,73			
L4		Adesiva	0,43			

A rotura adesiva, ou seja, pela interface, foi a predominante, principalmente nos provetes com menor rugosidade, lisos (L). Este tipo de rotura também ocorreu nos provetes com rugosidade indentada (I) e com conectores (P), embora sempre pelo betão com menor resistência à compressão, ou seja, o LBC. A rotura coesiva verificou-se nos provetes com maior rugosidade, ou seja, nos provetes rugosos, desativados quimicamente (R).

É de notar que o valor considerável obtido no caso dos provetes com interface lisa deve-se à grande porosidade do betão de substrato, LBC, que conseqüentemente absorve uma grande parte da água do betão adicionado, UHDC, aquando a betonagem, levando a que exista na interface uma resistência significativa.

A análise dos resultados revelou também, e como seria de esperar, que o aumento da rugosidade da interface origina um aumento da resistência ao corte. Deste modo, através dos resultados obtidos é possível concluir que a interface rugosa (R) é a que confere uma melhor ligação entre os dois tipos de betão, sendo portanto este tipo de interface o utilizado na produção das vigas para análise do comportamento à flexão das mesmas.

### 3.4. Descrição dos ensaios das vigas à flexão

Uma análise experimental sobre o comportamento estrutural de um dado elemento passa pela observação e quantificação dos efeitos resultantes da aplicação de ações previstas, definidas inicialmente. Registrando determinados parâmetros como, por exemplo, as reações nos apoios, os deslocamentos e as extensões em certas secções críticas do elemento, são úteis para se perceber o comportamento estrutural resultante das ações impostas. Nesta análise, é também importante analisar os mecanismos de rotura e de fendilhação.

Foram ensaiadas oito vigas à flexão até se atingir a rotura, com as quatro taxas de armadura de tração já referidas: quatro vigas de referência, apenas com LBC, e quatro vigas compostas por LBC no núcleo e por uma *superskin* em UHDC. Todas as vigas têm como valores médios: 1,50 m de comprimento, 0,12 m de largura e 0,24 m de altura.

Alerta-se para o facto de poderem existir pequenos desvios geométricos, que no entanto serão contabilizados nos cálculos posteriores, nomeadamente, a altura útil das vigas,  $d$ . Teve-se especial cuidado em garantir a regularização das superfícies das vigas, para evitar potenciais e indesejadas concentrações de tensões nos pontos de aplicação da carga. Também pela mesma razão colocou-se uma chapa de aço na zona de aplicação da carga para melhor distribuir as tensões nessa zona.

As vigas foram simplesmente apoiadas nas extremidades e foram carregadas com uma força  $F$  a meio vão do elemento (Figura 3.20).

Durante os ensaios foram medidos, além dos valores das forças e dos deslocamentos do atuador, os valores das reações nos dois apoios, os deslocamentos verticais e os deslocamentos horizontais na zona central. No *set-up* descrito afrente, é descrita a posição onde estes deslocamentos foram medidos.

Para além disso, houve ainda um especial cuidado em registar em fotografia todos os ensaios, incluindo o padrão, origem, abertura e evolução das fendas, no sentido de permitir uma perceção adequada do comportamento das vigas.

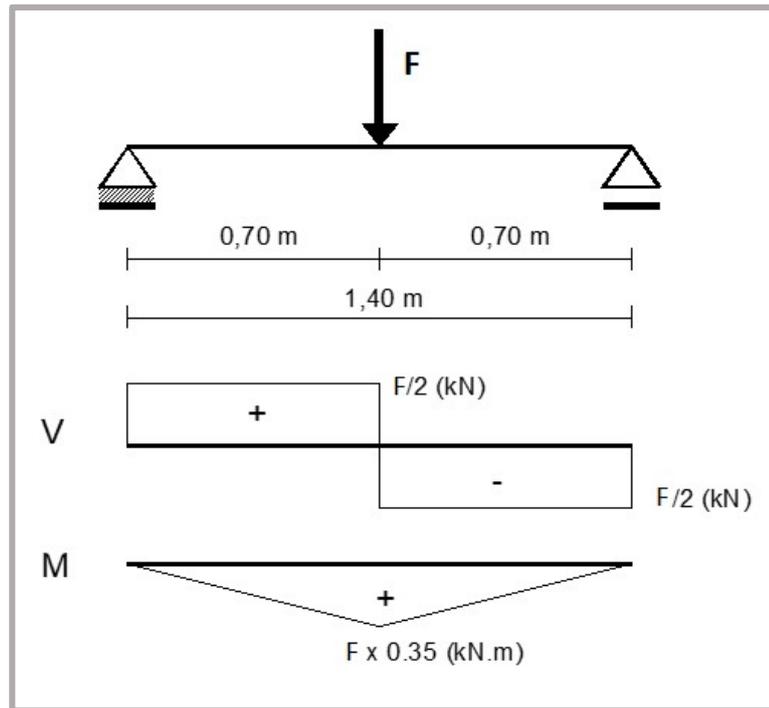


Figura 3.20: Esquema de ensaio à flexão e diagramas de esforços

### 3.4.1. Descrição das vigas

As vigas para os ensaios à flexão foram denominadas conforme se apresenta no Quadro 3.10, sendo que cada viga está associada a uma taxa de armadura diferente, dividida em duas séries: (i) as vigas de referência, com secção  $0,12 \times 0,24 \text{ m}$ , toda em LBC; e (ii) as vigas com *superskin*, recobrimento de  $20 \text{ mm}$  em UHDC nas laterais da viga e na base, e com um núcleo em LBC, com a secção de  $0,08 \times 0,22 \text{ m}$ .

Quadro 3.10: Identificação das vigas

Armadura			Viga	
Tipo	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$\rho \text{ (\%)}$	Referência	<i>Superskin</i>
2Ø10	1,57	0,65	V1_R_0,65	V1_SK_0,65
4Ø10	3,14	1,30	V2_R_1,30	V2_SK_1,30
4Ø12	4,52	1,86	V3_R_1,86	V3_SK_1,86
4Ø16	8,04	3,32	V4_R_3,32	V4_SK_3,32

Sendo que a identificação se procede da seguinte forma:

- V: viga;
- 1, 2, 3, 4: número da viga;
- R: viga de referência;
- SK: viga com *superskin*;
- 0,65; 1,30; 1,86; 3,32: Taxa de armadura de tração  $\rho$  (%).

Como nota complementar, a *superskin* não foi aplicada até aos apoios, acabando cerca de 10 *cm* do limite da viga, como se pode verificar na Figura 3.21, para que não houvesse interferência da força de reação aplicada diretamente na *superskin*. Pela mesma razão, não se colocou *superskin* no topo da viga, de modo a que a carga fosse também aplicada apenas no núcleo da viga, de modo a não interferir com a pele.



Figura 3.21: Detalhe da viga ensaiada, com *superskin*

Na Figura 3.22 é apresentado um corte transversal da viga com o núcleo em LBC e o recobrimento em UHDC.

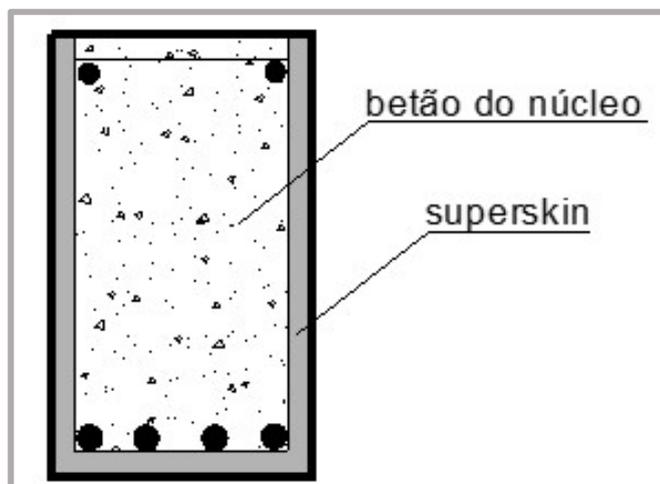


Figura 3.22: Corte transversal da viga

### 3.4.2. Armadura das Vigas para o ensaio à Flexão

As armaduras das vigas para os ensaios são constituídas por uma armadura longitudinal de tração com quatro taxas de armadura diferentes, como já referido, uma armadura longitudinal da zona comprimida composta por dois varões  $\text{Ø}6 \text{ mm}$  ( $A_s' = 0,57 \text{ cm}^2$  e  $\rho' = 0,24 \%$ ) e por uma armadura transversal composta por estribos  $\text{Ø}8 \text{ mm}$  afastados  $0,05 \text{ m}$  para a armadura longitudinal de tração  $2\text{Ø}10$  e  $4\text{Ø}10$  e estribos  $\text{Ø}8 \text{ mm}$  afastados  $0,08 \text{ m}$  para a armadura longitudinal de tração  $4\text{Ø}12$  e  $4\text{Ø}16$ .

Adotou-se um recobrimento de  $20 \text{ mm}$ , garantido por espaçadores especialmente indicados para o efeito, para o caso das vigas de referência. Igualmente para as vigas com a *superskin* adotou-se um recobrimento de  $20 \text{ mm}$ , não sendo necessários espaçadores para o efeito, sendo o recobrimento garantido pela pele em UHDC.

As Figuras 3.23 a 3.26 apresentam o corte transversal e longitudinal, das armaduras das vigas-tipo para o ensaio à flexão. Nestas figuras estão ainda definidas as dimensões médias e a pormenorização das armaduras.

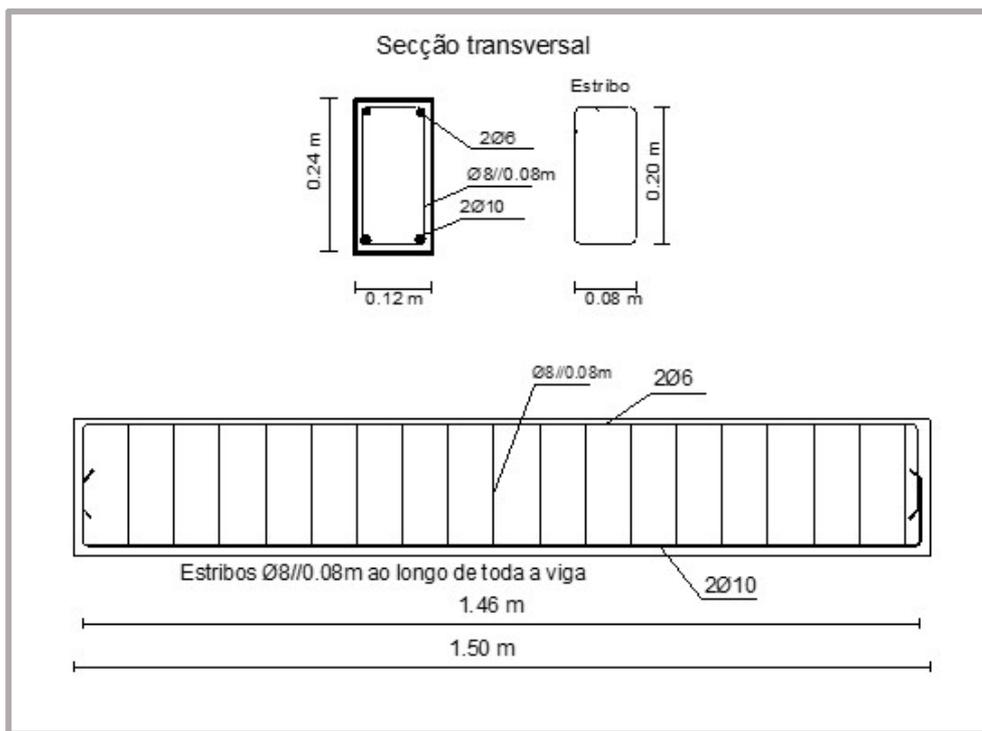


Figura 3.23: Corte transversal e longitudinal da viga (taxa de armadura de  $2\text{Ø}10$ )

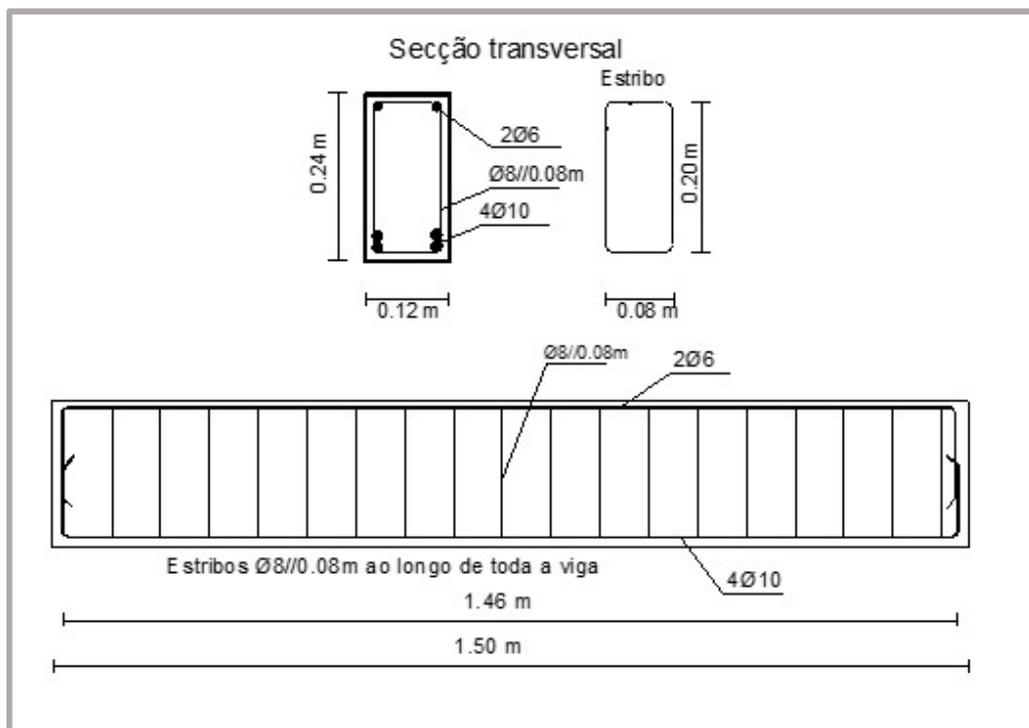


Figura 3.24: Corte transversal e longitudinal da viga (taxa de armadura de 4Ø10)

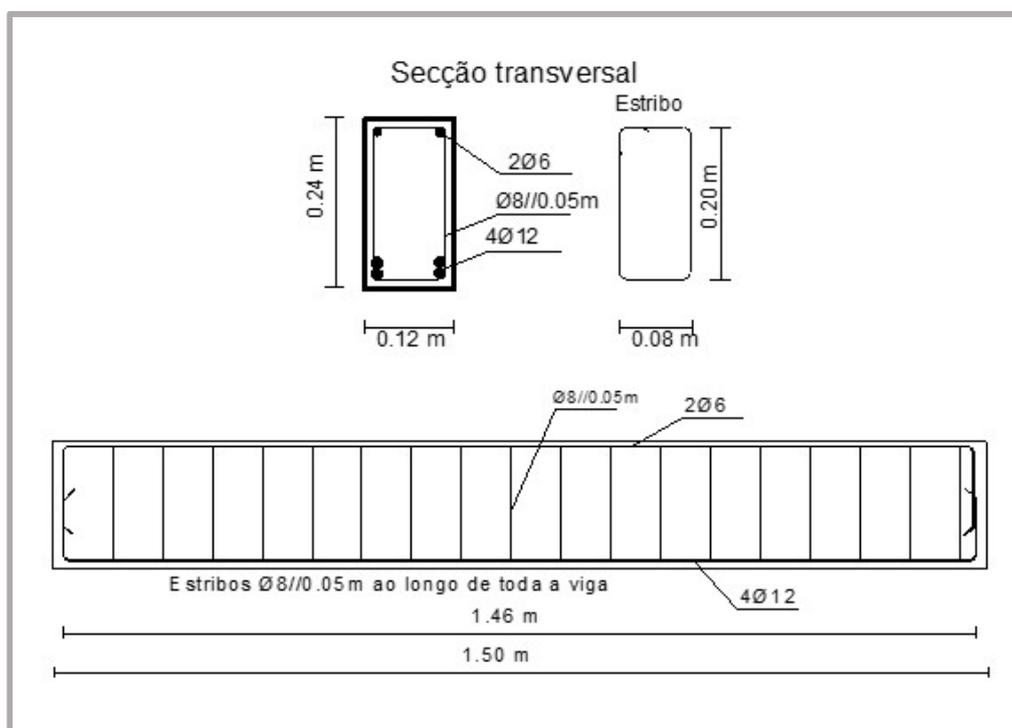


Figura 3.25: Corte transversal e longitudinal da viga (taxa de armadura de 4Ø12)

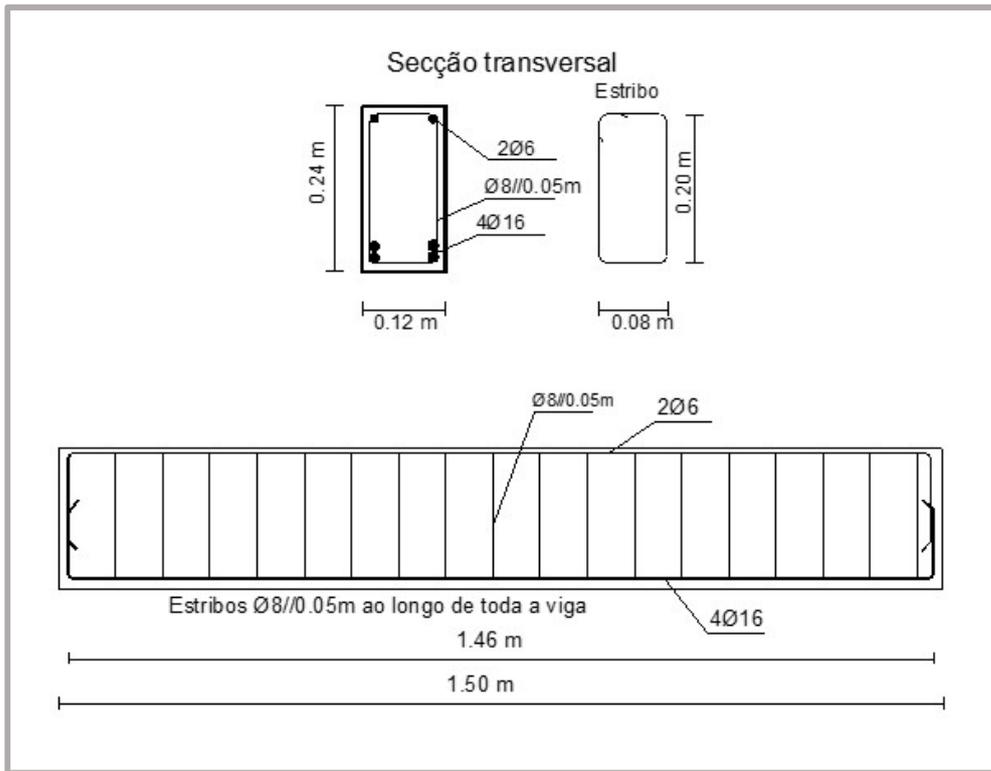


Figura 3.26: Corte transversal e longitudinal da viga (taxa de armadura de 4Ø16)

### 3.4.3. Produção das Vigas

Antes da betonagem das vigas foi necessário conceber o sistema de cofragem a ser utilizado, como é apresentado na Figura 3.27. Tendo em conta que as vigas tinham dimensões iguais e por forma a garantir uma uniformidade nas misturas, foi idealizado um sistema que permitiu a betonagem simultânea de duas vigas por cofragem. Foram colocados grampos a cerca de 30 *cm* das extremidades das vigas por forma a facilitar a descofragem e o manuseamento da viga.

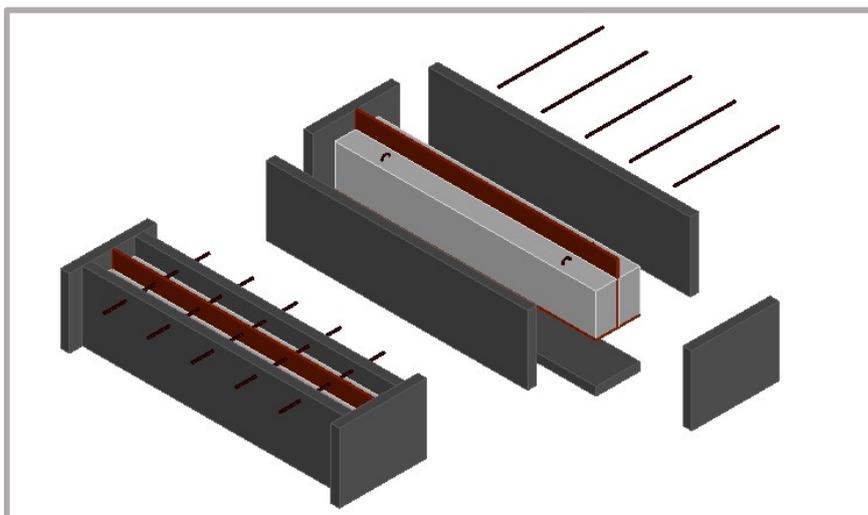


Figura 3.27: Esquema das cofragens das vigas em *AutoCAD*®

O processo de produção das vigas foi estruturado nos seguintes passos:

- 1) Preparação da cofragem metálica, dividida verticalmente ao longo do eixo com uma placa de aglomerado em madeira, e na base com o mesmo material.
- 2) Colocação das armaduras, com espaçadores (para as vigas de referência), e escoramento das cofragens. (Figura 3.28). Para as vigas com *superskin* foi necessário usar uma placa de aglomerado com 4 *cm*, uma vez que o núcleo em LBC tem apenas 8 *cm* de largura.



a) Viga de Referência

b) Viga com *superskin*

Figura 3.28: Cofragem metálica e armaduras

3) Realização das amassaduras do betão com baixa dosagem de cimento (LBC) para as vigas de referência e núcleos numa misturadora de eixo vertical. Para produzir o volume de betão necessário foram realizadas duas amassaduras devido a limitação da capacidade (Figura 3.29).



Figura 3.29: Execução das amassaduras de LBC

4) Betonagem, com recurso a vibrador, das vigas de referência e dos núcleos. (Figura 3.30). De notar que, para o caso das vigas com *superskin* e como foi necessário criar uma interface rugosa entre as duas camadas de betão (opção mediante os resultados dos ensaios de corte inclinado), foi aplicado retardador de presa na cofragem.

5) Cura em ambiente, aproximadamente, a uma temperatura de 20°C e uma humidade relativa de 60%, durante 24 horas (Figura 3.30), tendo condições semelhantes até à data de ensaio.



Figura 3.30: Betonagem, com vibração, e cura das vigas

6) Descofragem das vigas e remoção da matriz ligante com água corrente e escovagem ligeira nas vigas com UHDC no recobrimento. Identificação das vigas e data de betonagem e armazenamento em ambiente de laboratório, até ao dia de ensaio ou betonagem da *superskin* (Figura 3.31).



Figura 3.31: Vigas com betão de baixa dosagem de cimento, LBC – vigas de referência e núcleos

7) Apenas para as vigas com *superskin*, novamente preparação da cofragem metálica e posicionamento do núcleo em LBC, com o topo da viga voltado para baixo, de modo a garantir o recobrimento com 20 mm, aquando da betonagem da *superskin* (Figura 3.32).



Figura 3.32: Cofragem metálica com núcleo das vigas

8) Realização das amassaduras do betão de ultra elevada durabilidade (UHDC) para produzir a camada de recobrimento das vigas com *superskin* numa misturadora de eixo vertical (Figura 3.33).



Figura 3.33: Execução das amassaduras de UHDC

9) Betonagem da camada de recobrimento das laterais e da base das vigas com o betão UHDC (Figura 3.34).



Figura 3.34: Betonagem e cura da *superskin*

10) Descobragem e cura prolongada durante um período superior a 28 dias (Figura 3.35).



Figura 3.35: Descobragem e armazenamento das vigas

#### 3.4.4. Descrição dos ensaios e instrumentação

Para a execução dos ensaios utilizou-se um pórtico de reação para os ensaios de carga, formado por dois pilares e duas vigas, em perfil metálicos (*HE-B 300*), com ligações aparafusadas, formando um conjunto resistente com deformações reduzidas durante a aplicação de carga (Figura 3.36).



Figura 3.36: Pórtico de Ensaio

Cada viga ensaiada foi colocada sobre dois apoios cilíndricos, com liberdade de rotação, simetricamente em relação ao eixo da viga e distanciados entre si  $1,40\text{ m}$ . Os mesmos abrangem toda a largura da viga. Debaxo destes apoios foram colocadas as células de carga, com capacidade de  $300\text{ kN}$ . A viga metálica de apoio foi colocada sobre a laje de reação, permitindo a transmissão das cargas para esta.

O atuador não esteve em contato direto com as vigas, existindo um elemento em aço entre o atuador e a viga a ensaiar. A carga principal foi transmitida através de um atuador hidráulico, fixo ao pórtico de ensaio, com capacidade máxima à compressão de  $300\text{ kN}$ . Esse atuador possui um transdutor interno de deslocamento e uma célula de carga, como instrumento de medição e controlo. A aplicação da carga foi controlada por computador, através de um *software* de controlo e aquisição de dados, podendo ser definidas, entre outras variáveis, o tipo e a velocidade da carga. Este sistema permite ainda aplicar as ações usando controlo de força ou deslocamento. Neste trabalho experimental, a carga foi sempre aplicada por controlo de deslocamento, com uma velocidade de  $0,02\text{ mm/s}$ . A grande vantagem deste sistema é permitir paragens na aplicação da carga, sem parar a aquisição de dados. No entanto, a razão principal para a escolha da aplicação da ação por controlo de deslocamento é o facto de permitir obter a resposta “*pós-pico*”, bastante importante para posterior análise de dados.

Na Figura 3.37 apresentam-se fotografias de uma viga ensaiada à flexão, já preparada para a realização do ensaio, com todos os equipamentos de instrumentação.



Figura 3.37: Viga preparada para ensaio à flexão

Na Figura 3.38 é apresentado esquematicamente o pórtico de ensaio, com a viga de ensaio à flexão e os instrumentos de medição.

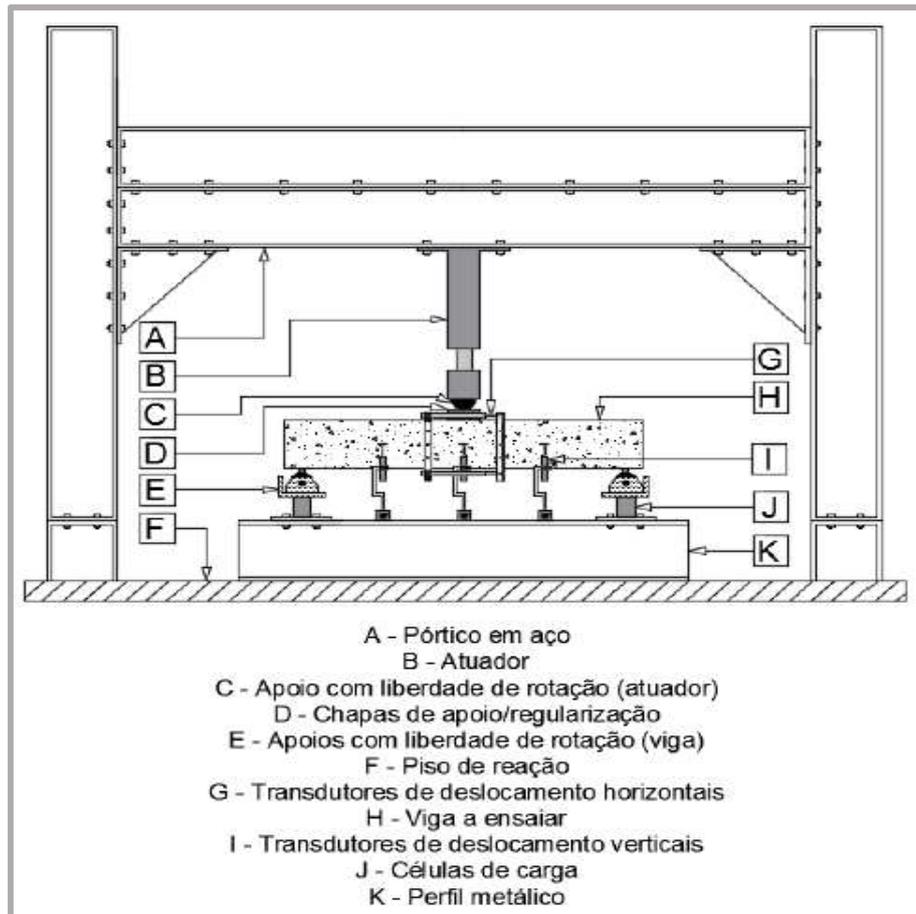


Figura 3.38: Esquema do pórtico de ensaio (Silva, 2015)

A instrumentação foi sempre exterior e englobou transdutores de deslocamento (*LVDTs*) verticais e horizontais e células de carga. Para medir os deslocamentos verticais foram colocados três transdutores de deslocamento, com curso máximo de  $50\text{ mm}$  e fixos com bases magnéticas ao perfil metálico. Os pontos escolhidos para medir os deslocamentos verticais foram: a secção a meio vão da viga e as secções a uma distância do ponto de aplicação do atuador, para os dois lados, de  $0,35\text{ m}$ , a meia distância entre o atuador e o apoio. Além disso, no lado oposto da viga, com a finalidade de medir as extensões de encurtamento e de alongamento sofridas pela zona central, foram utilizados dois transdutores de deslocamento, com curso máximo de  $100\text{ mm}$ , colocados na horizontal, nessa mesma zona. Tal foi materializado com a colagem de duas cantoneiras lateralmente à viga e dispostas na vertical, de forma simétrica em relação à secção central, com uma amplitude média de  $0,24\text{ m}$  (igual à altura da viga), para que a rotura ocorresse dentro da zona de leitura. Numa das cantoneiras concebeu-se um sistema que permitia a fixação dos transdutores de deslocamento, com capacidade de rotação para que estes se mantivessem horizontais durante a deformação da viga. Na outra cantoneira colaram-se anéis metálicos que permitiam o encaixe das ponteiras dos transdutores de deslocamento, sem restringir a sua capacidade de rotação.

Alerta-se apenas, por razões de simplificação, para a esquematização dos *LVDTs* verticais e horizontais na mesma face da viga nas Figuras 3.38 e 3.39, sendo que na realidade estavam em faces opostas da viga, como já mencionado.

Antes da realização dos ensaios, e após a montagem das vigas no pórtico, foi feito o controlo do posicionamento da viga e dos instrumentos: distância entre apoios, distância dos transdutores de deslocamento horizontais relativamente às faces superior e inferior das vigas e distância da zona de medição desses transdutores.

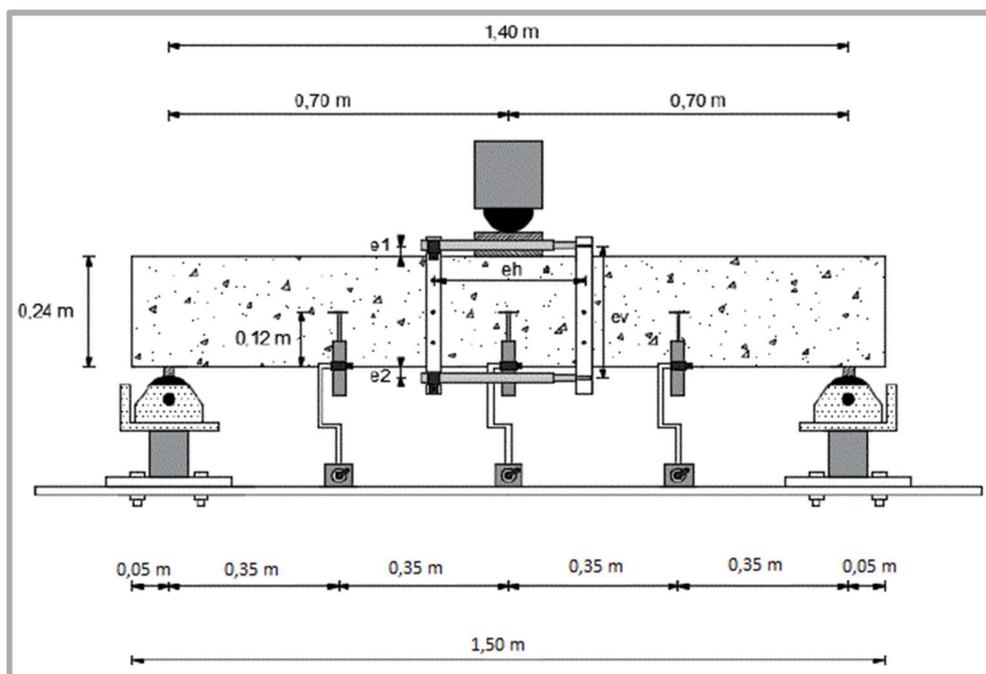


Figura 3.39 Esquema detalhado do equipamento de ensaio (Silva, 2015)

As células de carga, com 300 *kN* de capacidade, foram colocadas na base de cada apoio das vigas, por forma a medir as reações nos apoios (Figura 3.40).

Para aquisição de dados, ao longo do procedimento experimental foi utilizado um *software* de aquisição e controlo, denominado *Dynatester*, instalado no computador dedicado exclusivamente para a realização de ensaios experimentais (Figura 3.40) e que permite não só registar e gravar toda a informação dos testes laboratoriais, como efetuar o controlo da aplicação de carga, conforme definido.

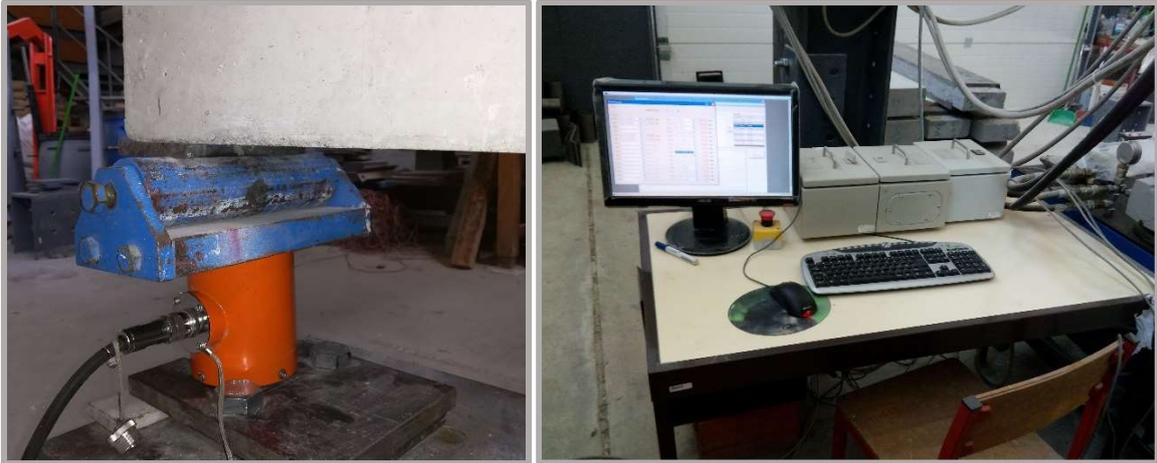


Figura 3.40: Célula de carga e equipamento de controlo e aquisição de dados

## Capítulo 4 – Análise dos Resultados

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios experimentais. Estes resultados foram devidamente analisados e processados para facilitar a interpretação do comportamento estrutural das vigas ensaiadas.

O principal objetivo é analisar a influência e os benefícios na rigidez e na resistência à flexão de vigas compostas por um núcleo em betão eco-eficiente com baixa dosagem de cimento e por um recobrimento composto por um betão de ultra elevada durabilidade, em comparação a uma viga com um único betão.

Como já referido, a parte material encontra-se desenvolvida e devidamente caracterizada, pelo que o estudo será focado principalmente na análise do comportamento das vigas.

### 4.1. Controlo das medições

Foram realizados alguns testes de modo a controlar as medições efetuadas no decorrer dos ensaios. Esse controlo das medições encontra-se apresentados de seguida, bem como os resultados obtidos.

#### 4.1.1. Relação força no atuador – Somatório das forças de reação

De modo verificar o correto funcionamento dos atuadores e células de carga utilizados ao longo do ensaio, foi analisado a relação entre a força do atuador e o somatório das forças de reação que, em princípio, têm de ser iguais em cada instante. Os valores foram obtidos através das leituras do atuador e das células de carga colocadas nos apoios, sendo a aquisição dos dados feita através de *software*. Na Figura 4.1 estão apresentados os casos das vigas V1\_R\_0,65 e V1\_SK\_0,65. O resultado das restantes vigas estão apresentados no Anexo A.

É possível verifica que não existe muita disparidade entre a bissetriz do diagrama e os valores obtidos para as vigas ensaiadas. Na parte final do ensaio é possível observar uma perturbação dos resultados, os valores afastam-se ligeiramente da bissetriz, mas é pouco significativo.

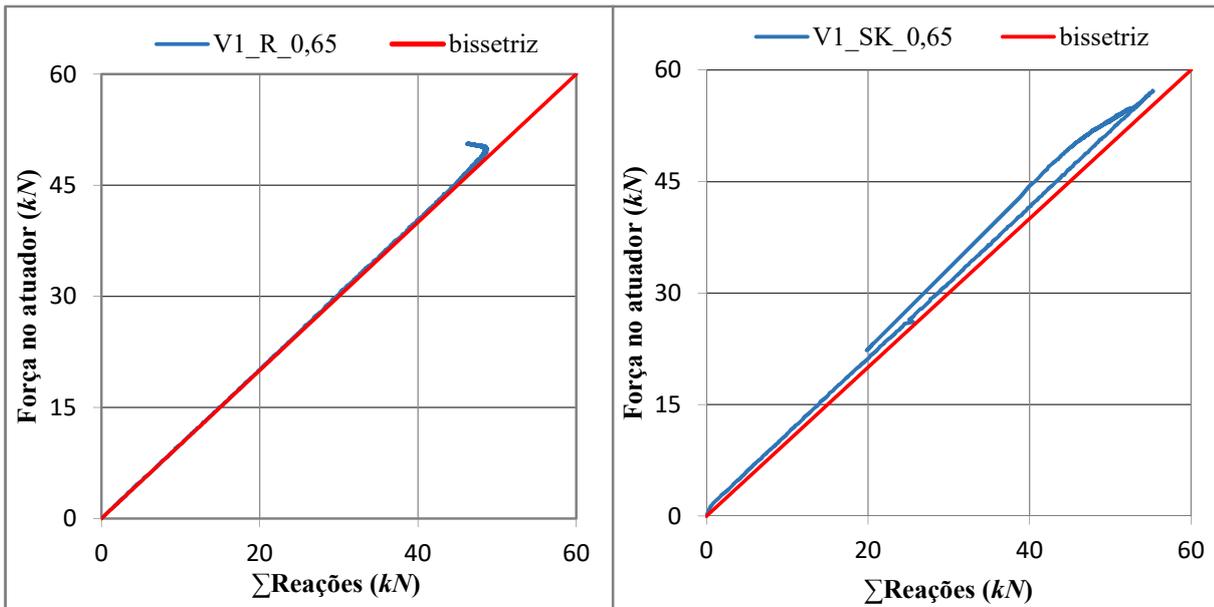


Figura 4.1: Relação Força atuador -  $\sum$  Forças de reação (Vigas  $\rho = 0,65\%$ )

#### 4.1.2. Relação deslocamento a meio vão *LVDT* - atuador

É também importante controlar, para cada viga ensaiada, o correto funcionamento dos transdutores de deslocamento, neste caso o localizado a meio vão da viga. Deste modo, é apresentada a relação entre o deslocamento obtido através do *LVDT* vertical, colocado a meio vão, e o deslocamento obtido pelo transdutor presente no atuador de carga. De prever que, para cada instante, os valores desses deslocamentos devem igualar-se.

Na Figura 4.2 estão apresentados os casos das vigas V1\_R\_0,65 e V1\_SK\_0,65. O resultado das restantes vigas estão apresentados no Anexo A.

Constata-se, pela análise dos gráficos, que os deslocamentos obtidos pelo atuador e os deslocamentos obtidos pelo *LVDT*, colocado a meio vão, seguem um andamento aproximadamente linear ao longo do ensaio, ligeiramente ao lado da bissetriz, onde os valores dos deslocamentos são iguais, como era esperado. Essa diferença pode ser justificada pelo ligeiro esmagamento do betão na zona superior da viga onde a carga é aplicada.

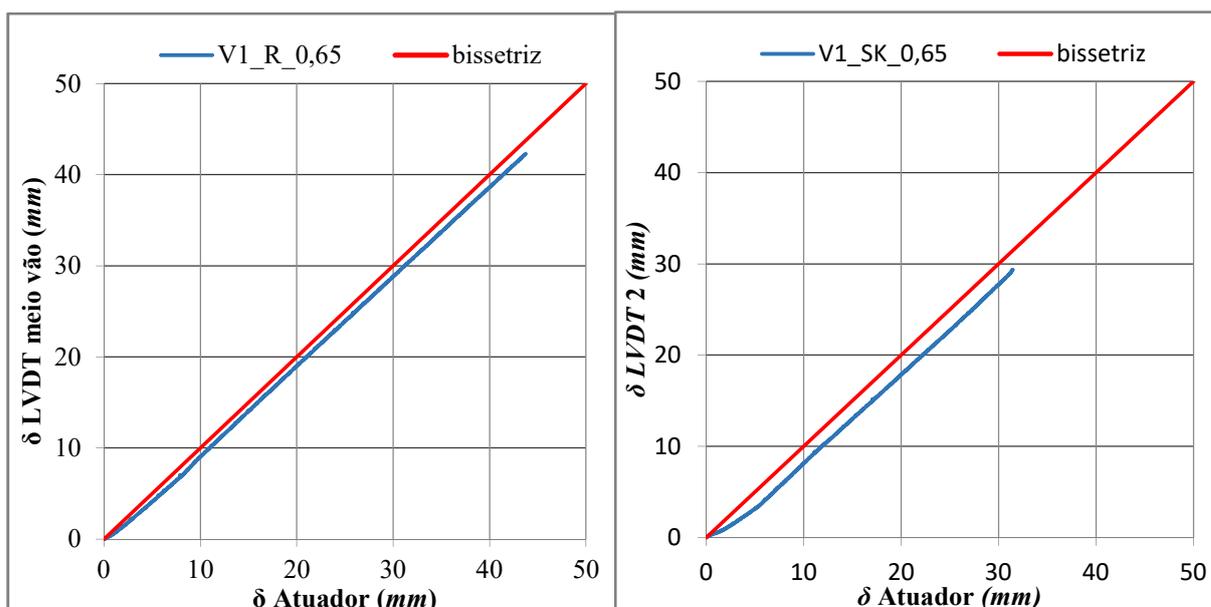


Figura 4.2: Relação deslocamento a meio vão *LVDT* – atuador (Vigas  $\rho = 0,65\%$ )

#### 4.1.3. Relação entre deslocamento a 1/4 do vão

Efetuiu-se, por fim, uma análise para verificar a relação entre os deslocamentos obtidos pelos dois *LVDTs* verticais, colocados a  $0,35\text{ m}$  do meio da viga, ou seja, a meia distância entre o atuador e os apoios. Mais uma vez na Figura 4.3 estão apresentados os casos das vigas V1\_R\_0,65 e V1\_SK\_0,65. O resultado das restantes vigas estão apresentados no Anexo A.

Através da análise dos gráficos verifica-se que, regra geral, o deslocamento nos dois *LVDTs* verticais é semelhante até um determinado ponto, o que pode estar relacionando com o aparecimento da primeira fenda. A partir desse ponto os valores afastam-se da bissetriz do gráfico à medida que o número de fendas aumenta, de uma forma não simétrica, ao longo do eixo da viga.

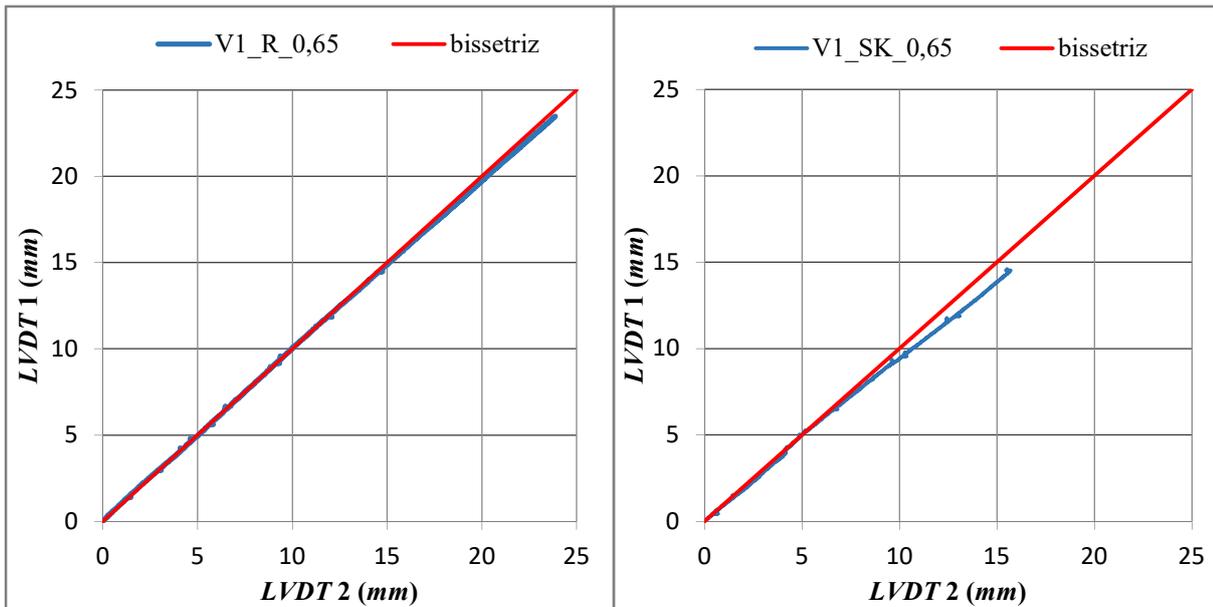


Figura 4.3: Relação deslocamento *LVDTs* verticais (Vigas  $\rho = 0,65\%$ )

## 4.2. Relação carga-deslocamento das vigas

Neste subcapítulo são apresentados os diagramas de carga ( $F$ ) – deslocamento ( $\delta$ ), obtidos experimentalmente, para cada uma das oito vigas ensaiadas. As curvas  $F$ - $\delta$  foram obtidas diretamente dos valores medidos pela instrumentação, nomeadamente ao nível da aplicação da carga ( $F$ ) medida por uma célula de carga alocada no atuador, e a flecha a meio vão da viga ( $\delta$ ) foi medida diretamente através de um *LVDT* colocado na secção onde o atuador aplica a carga, isto é, a meio vão da viga. Os valores de deslocamentos utilizados foram os medidos recorrendo a um *LVDT* vertical e não os valores registados pelo atuador, uma vez que este último regista os deslocamentos contabilizando não só a deformação da viga ensaiada, mas também a ligeira deformação do pórtico de reação e, na parte final do ensaio, a deformação devido ao esmagamento do betão.

Os resultados estão apresentados na Figura 4.4, que tem como objetivo facilitar a análise da forma como evoluíram as flechas das vigas em função do carregamento imposto. No Anexo B apresentam-se os resultados divididos por taxa de armadura ( $\rho = 0,65\%$ ;  $1,30\%$ ;  $1,86\%$ ; e  $3,32\%$ ), de modo a evidenciar as diferenças entre o comportamento das vigas com e sem *superskin*, com a mesma taxa de armadura.

A relação carga-deslocamento é um das mais importantes numa análise de resultados, uma vez que permite uma observação rápida e eficaz do comportamento dos elementos.

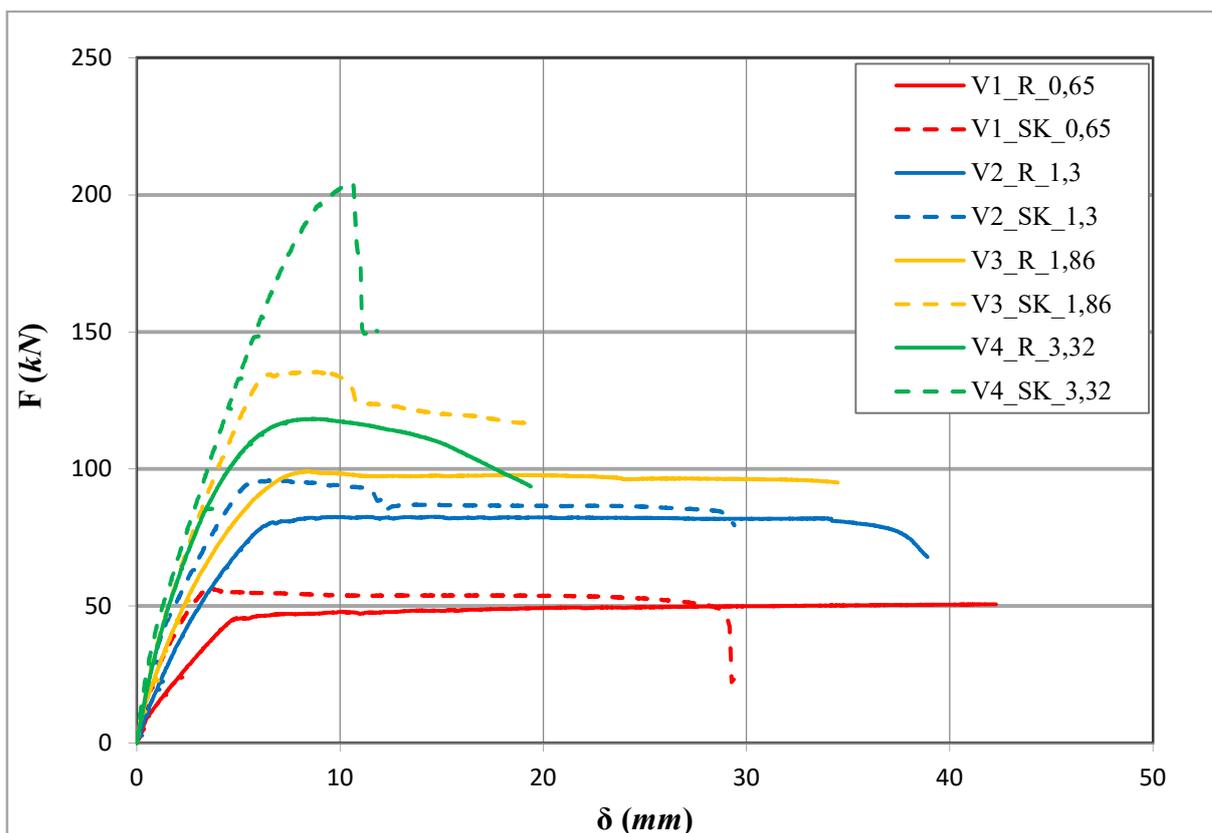


Figura 4.4: Diagramas carga-deslocamento

No Quadro 4.1 estão apresentados os valores referentes à carga máxima ( $F_{m\acute{a}x}$ ) e ao deslocamento máximo ( $\delta_{m\acute{a}x}$ ) para as oito vigas ensaiadas, sendo que se considerou  $F_{m\acute{a}x}$  como o máximo valor de força suportado.

Quadro 4.1: Valores de  $F_{m\acute{a}x}$  e  $\delta_{m\acute{a}x}$

Viga	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)
V1_R_0,65	50,63	42,28
V2_R_1,30	82,57	38,90
V3_R_1,86	99,08	34,49
V4_R_3,32	118,30	19,38
V1_SK_0,65	57,22	29,36
V2_SK_1,30	95,91	29,39
V3_SK_1,86	135,47	19,10
V4_SK_3,32	204,00	11,83

Da análise dos resultados obtidos, constantes na Figura 4.4, é possível verificar que os diagramas apresentam, fundamentalmente, três zonas diferentes, com inclinações diferentes:

- (i) Uma primeira zona, caracterizada por um troço reto ascendente com um declive elevado. Esta zona corresponde ao “Estado I” e nesta fase ainda não ocorreu a fendilhação do betão;
- (ii) Uma segunda fase, a fase fendilhada, é também caracterizada por um troço ascendente, porém com menos inclinação que o anterior. Este troço é caracterizado pela abertura e desenvolvimento das fendas. Nos diagramas, só com uma ampliação da visualização é que é possível evidenciar a variação de declive, embora um pouco difícil. Esta zona corresponde ao “Estado II”;
- (iii) Uma terceira zona, composta por um troço tendencialmente horizontal, que tem início com a cedência das armaduras, caracterizada por uma evolução acentuada da deformação, para uma baixa variação de carga aplicada. O comprimento do troço é tanto maior quanto mais elevada for a ductilidade da viga. Como se pode verificar o troço é maior para as taxas de armadura mais baixas e para a maior taxa de armadura ( $\rho = 3,32\%$ ) quase nem se visualiza esse troço no diagrama. Esta fase pode-se denominar por “Estado III”.

Na Figura 4.5 relaciona-se a força máxima das vigas com as taxas de armadura longitudinal de tração.

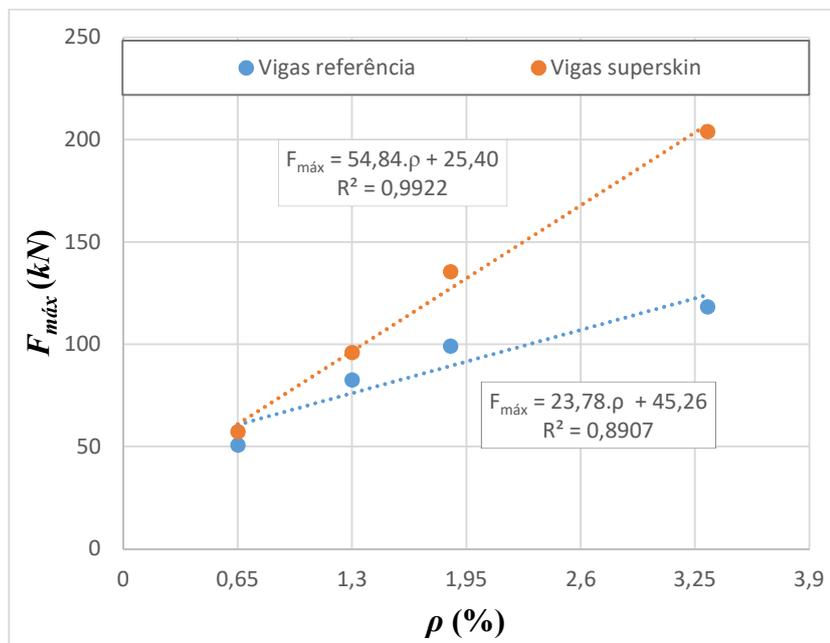


Figura 4.5: Relação Força máxima-Taxa de armadura longitudinal de tração

Através da análise do gráfico da Figura 4.5 é possível verificar que, para a mesma taxa de armadura, as vigas com o recobrimento em UHDC apresentaram valores de  $F_{máx}$  superiores, comparativamente com as vigas de referência, contendo apenas LBC, o que significa que a *superskin* confere também alguma resistência às vigas. É visível que esse aumento resultante do uso da *superskin* é tanto maior, quanto maior é a taxa de armadura longitudinal de tração, sendo que esse aumento percentual varia entre 13% ( $\rho = 0,65\%$ ) e 73% ( $\rho = 3,32\%$ ), pelo que o uso do recobrimento com o UHDC é tanto melhor, no que se refere à resistência à flexão, quanto maiores forem as taxas de armadura longitudinais de tração. Isto porque o UHDC, que apresenta uma grande capacidade resistente, oferece um maior confinamento ao betão do núcleo, na zona comprimida da viga, e essa zona aumenta com a taxa de armadura.

Um aspeto também importante a analisar é a deformação das vigas para diferentes níveis de carga. Nas Figuras 4.6 e 4.7 estão apresentadas as deformadas das vigas em flexão, em projeção lateral, para patamares de 25%, 50%, 75% e 100% de  $F_{máx}$ . O traçado da deformada foi determinado recorrendo às leituras dos 3 LVDTs verticais instalados na viga e considerando as condições de apoio. Os diagramas apresentam nas abcissas a distância entre os pontos de medição, em *m*, e nas ordenadas o deslocamento vertical, em *mm*. Alerta-se para o facto dos diagramas constantes nessas figuras serem uma aproximação feita recorrendo ao *software Microsoft® Excel*, podendo existir pequenos desvios em relação à deformada real da viga.

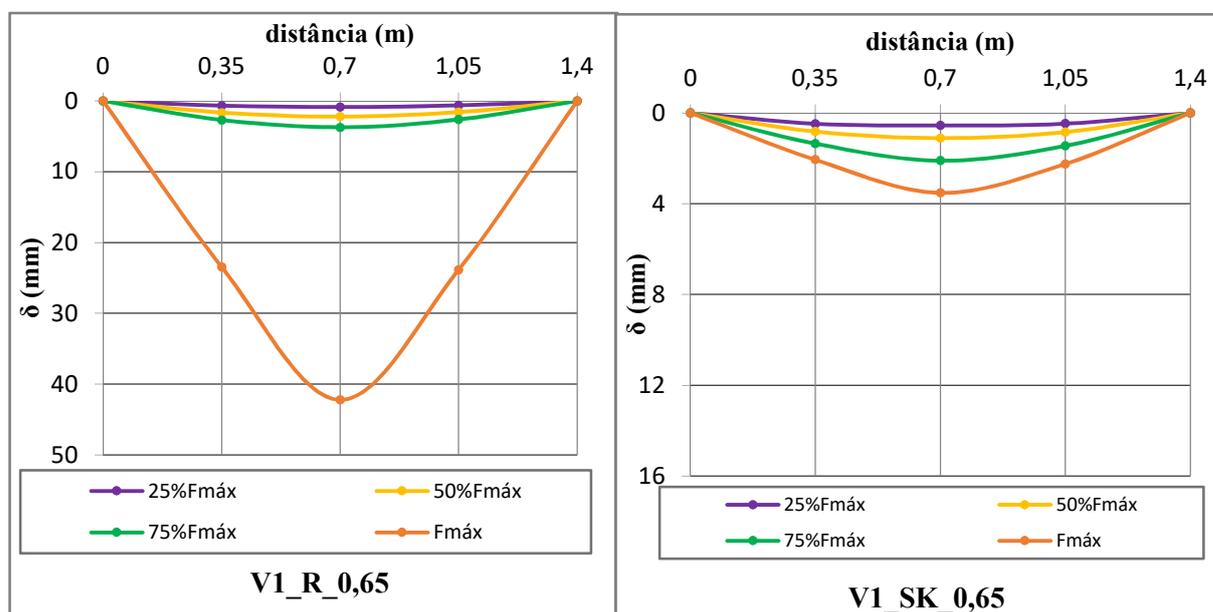


Figura 4.6: Evolução da deformação das vigas de ensaio ( $\rho = 0,65\%$ )

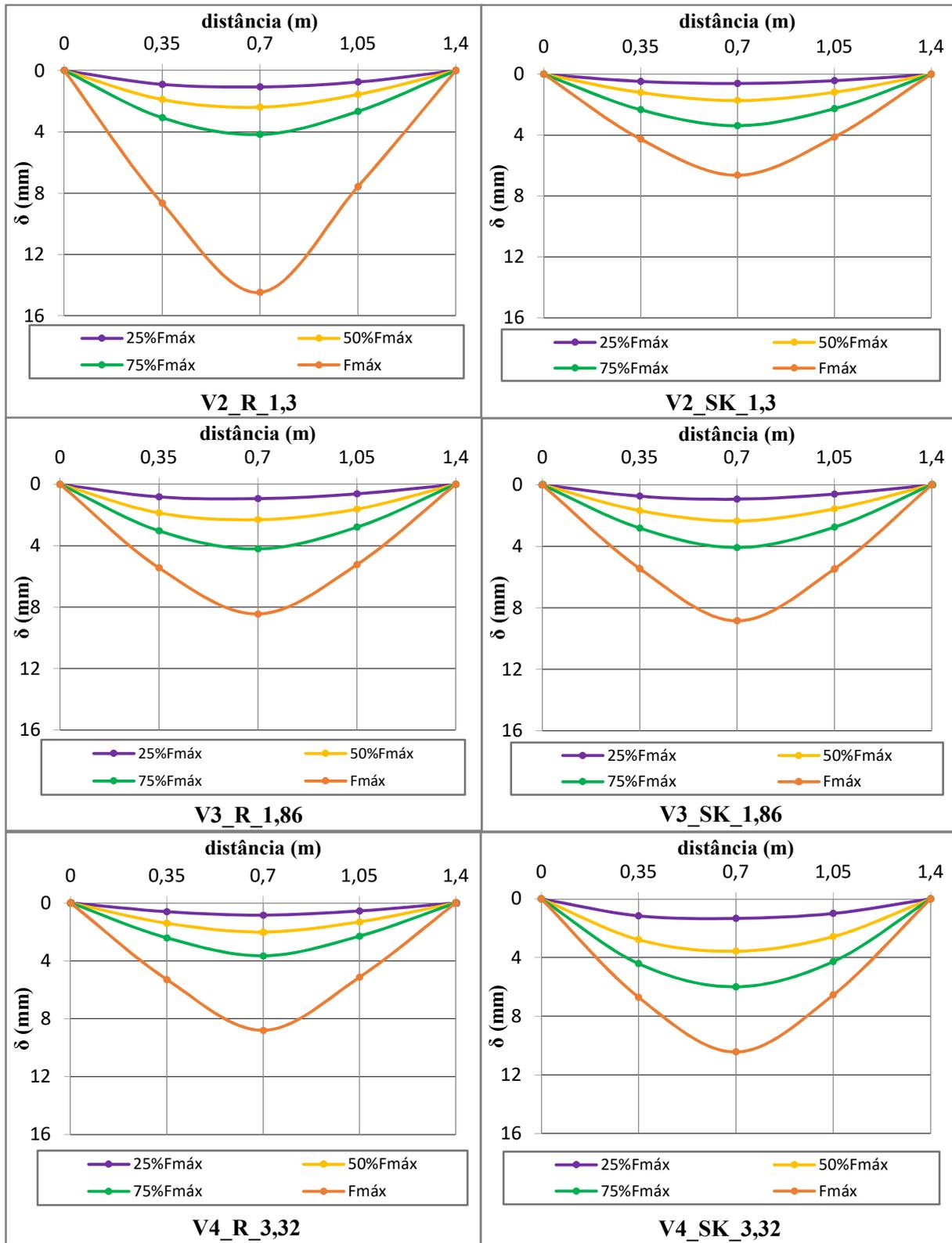


Figura 4.7: Evolução da deformação das vigas de ensaio ( $\rho = 1,30; 1,86; 3,32\%$ )

É possível verificar através das figuras anteriores, que as vigas com recobrimento em UHDC apresentam ligeiramente uma maior deformação para a força máxima no caso das taxas de armadura superiores, sendo que nas taxas de armadura inferiores, a deformação é muito menor, quando comparadas com as vigas de referência. É ainda perceptível que a variação de deformação mais significativa ocorre após a aplicação de, pelo menos, 75% da carga, o que poderá estar relacionada com a perda de rigidez originada pela fendilhação excessiva e pela plastificação das armaduras tracionadas.

Uma vez que as deformadas estão relacionadas com a força máxima registadas das vigas, e sendo essa variável de viga para viga, optou-se por realizar também uma comparação entre as vigas, para um valor de carga comum. Para o efeito, escolheu-se o valor de 50 kN para comparar a deformada nas diferentes vigas, como se pode verificar nas Figuras 4.8 e 4.9. De notar que, para o mesmo estágio de força, a viga V1\_R\_0,65, apresenta claramente uma deformação muito superior às restantes vigas. De modo a ser perceptível a visualização das deformadas das restantes vigas, optou-se por separar a V1\_R\_0,65 das restantes.

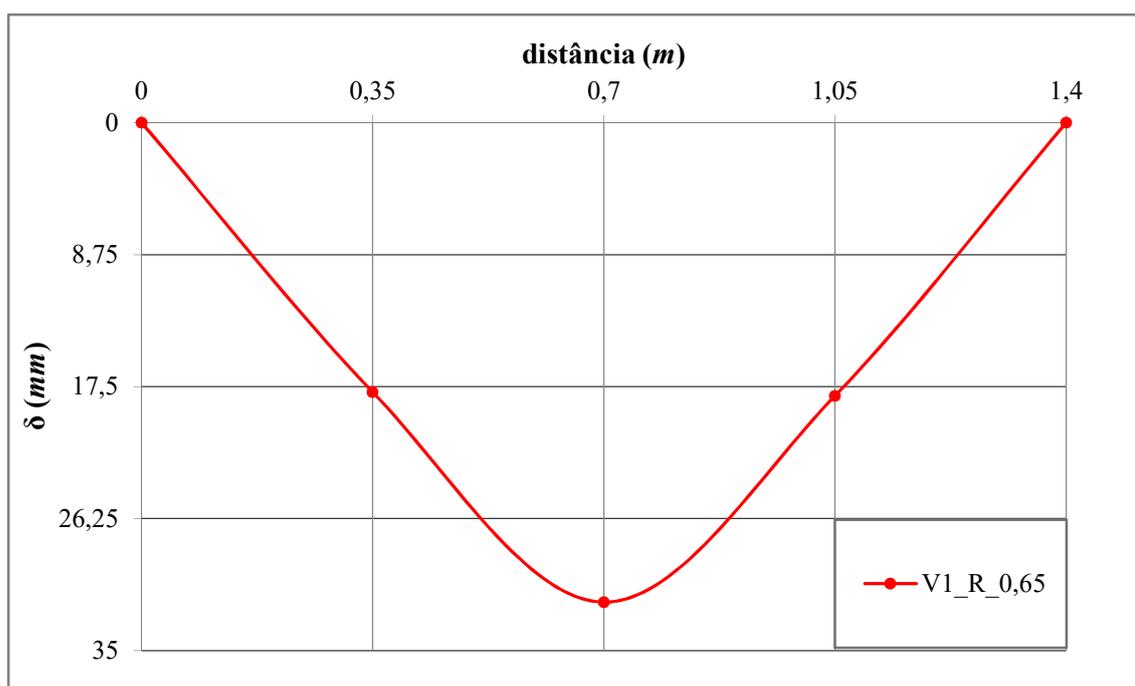


Figura 4.8: Deformação da viga de ensaio V1\_R\_0,65 para  $F = 50$  kN

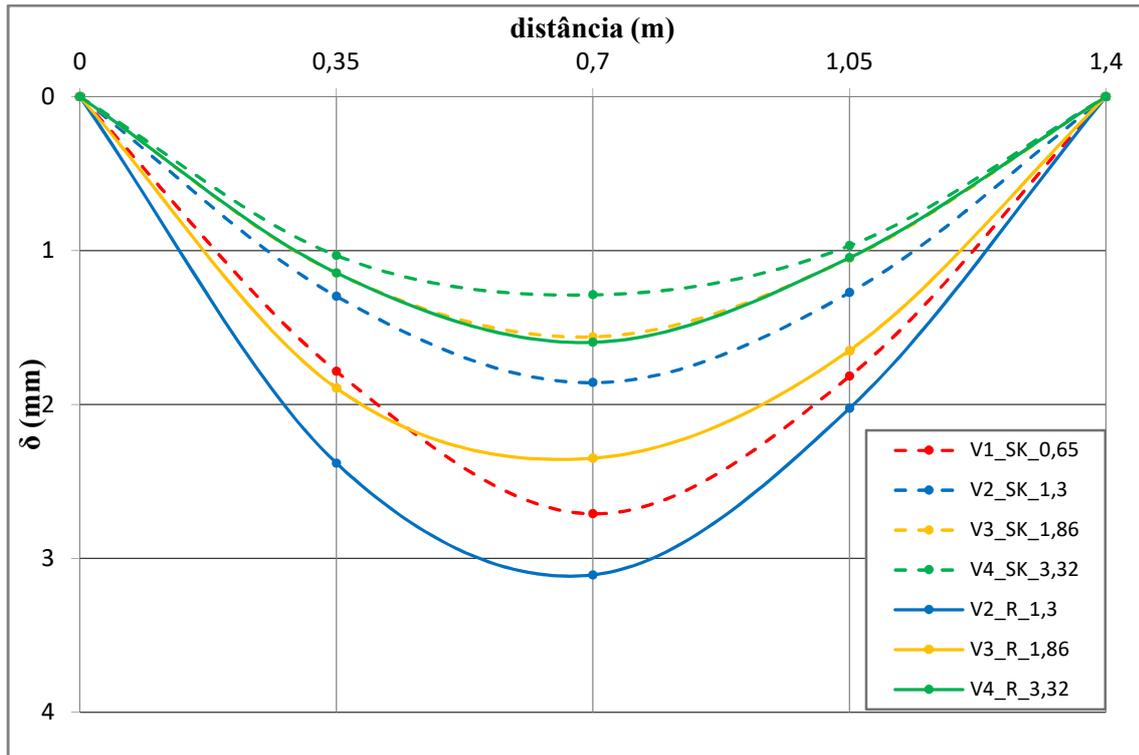


Figura 4.9: Deformação das restantes vigas de ensaio para  $F = 50 \text{ kN}$

É possível verificar também que as vigas de referência, para a mesma carga, deformaram mais que a respetiva viga com recobrimento em UHDC. O que significa que a *superskin* tem também a vantagem de aumentar a rigidez à flexão das vigas. Este assunto encontra-se mais desenvolvido na Subcapítulo 4.5.

### 4.3. Análise do momento fletor teórico e experimental

Outro parâmetro também importante a analisar são os valores dos momentos flectores das vigas: o momento máximo (registado experimentalmente) e o momento teórico (valor calculado com base nos pressupostos regulamentares). Nesta análise é também pertinente o estudo da relação entre os valores dos momentos e outros parâmetros, como por exemplo, a curvatura.

#### 4.3.1. Momento teórico

Inicialmente foi realizada uma avaliação dos valores teóricos dos momentos resistentes ( $M_{teo}$ ) das vigas, para prever os valores experimentais e para posteriormente comparar com estes.

Refere-se, antes de avançar para os cálculos, que os valores característicos (e.g.  $f_{ck}$ ), usualmente propostos pelos regulamentos, foram sempre substituídos pelos valores médios (e.g.  $f_{cm,cil}$ ), uma

vez que se adequa melhor a uma comparação com a análise experimental. De referir também que o valor da altura útil da secção,  $d$ , foi medido em cada viga ensaiada de modo a minimizar possíveis erros da posição das armaduras.

### $M_{teo}$ – Vigas de referência

A determinação do valor de cálculo do momento resistente ( $M_{teo}$ ) e, posteriormente, a carga máxima teórica das vigas de referência (sem fibras) foi realizada adotando uma distribuição retangular equivalente de tensões de compressão (Figura 4.10), segundo o procedimento preconizado no *EC2*, como simplificação do diagrama real.

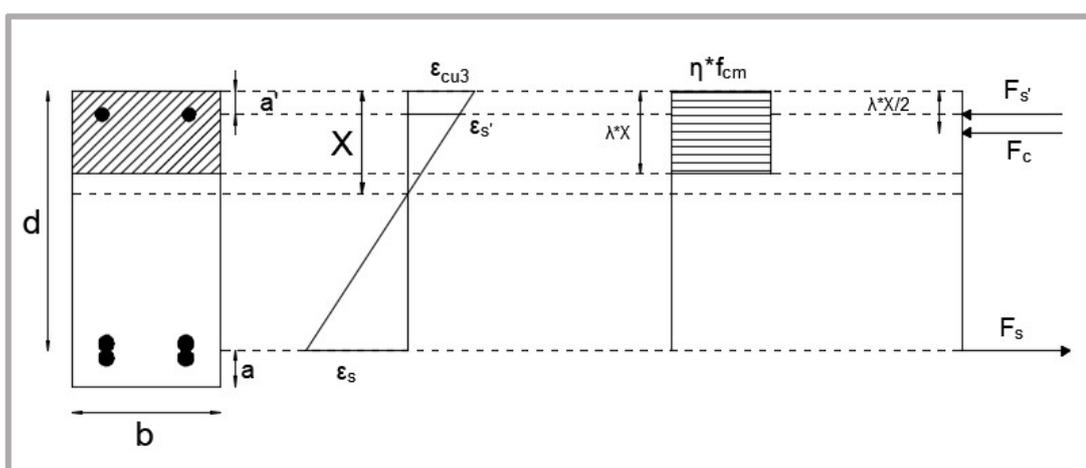


Figura 4.10: Distribuição de tensões para cálculo de  $M_{teo}$  – vigas de referência

O valor de  $M_{teo}$  foi calculado através da Expressão 4.1:

$$M_{teo}(kN.m) = F_s' * (d - a') + F_c * \left( d - \frac{\lambda * x}{2} \right) \quad (4.1)$$

*Legenda:*  $F_s'$  – força na armadura comprimida ( $kN$ );  $d$  – altura útil da secção ( $m$ );  $a'$  – distância entre a armadura comprimida e a face superior da secção ( $m$ );  $F_c$  – força no betão comprimido ( $kN$ );  $x$  – profundidade do eixo neutro ( $m$ );  $\lambda$  (0,8) e  $\eta$  (1,0) – coeficientes (*EC2*).

### $M_{teo}$ – Vigas com *superskin*

A determinação do valor de  $M_{teo}$  para as vigas com *superskin* foi realizada de uma forma semelhante à anterior, contando o contributo adicional da força de tração e compressão da

*superskin* com UHDC (fibras metálicas), adotando os pressupostos definidos no *Model Code* 2010 (Figura 4.11).

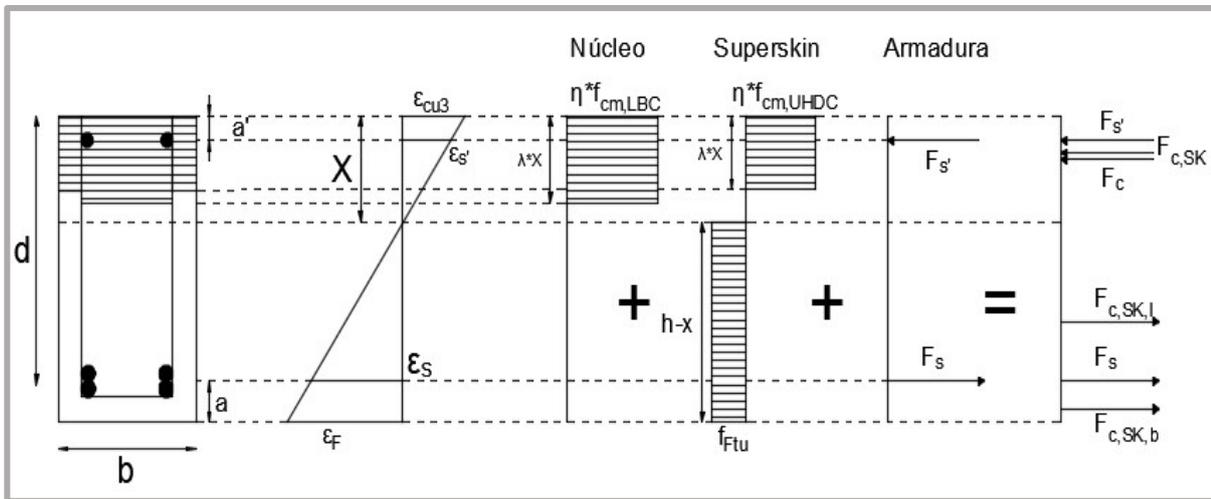


Figura 4.11: Distribuição de tensões para cálculo do  $M_{teo}$  – vigas superskin

Para as vigas com *superskin*, o valor de  $M_{teo}$  foi calculado através da Expressão 4.2:

$$M_{teo}(kN.m) = F_s' * (d - a') + F_c * \left(d - \frac{\lambda * x}{2}\right) + F_{c,SK} * \left(d - \frac{\lambda * x}{2}\right) - F_{c,SK,l} * \left((d - x) - \frac{h - x}{2}\right) + F_{c,SK,b} * \left(a - \frac{c}{2}\right) \quad (4.2)$$

*Legenda:*  $F_{c,sk}$  – força no UHDC comprimido (kN);  $F_{c,sk,l}$  – força no UHDC tracionado das laterais da secção (kN);  $F_{c,sk,b}$  – força no UHDC tracionado da base da secção (kN);  $c$  – recobrimento da secção (m).

Todos os procedimentos e expressões de cálculo utilizados para determinar o  $M_{teo}$  das vigas são apresentados em pormenor no Anexo C.

Os valores dos momentos teóricos, assim como os valores da profundidade do eixo neutro,  $x$ , estão resumidos no Quadro 4.2.

Quadro 4.2: Valores teóricos do momento

Viga	$x$ (m)	$M_{teo}$ (kN.m)
V1_R_0,65	0,0342	14,37
V2_R_1,30	0,0625	25,78
V3_R_1,86	0,0912	34,84
V4_R_3,32	0,1188	38,85
V1_SK_0,65	0,0386	23,40
V2_SK_1,30	0,0568	35,55
V3_SK_1,86	0,0738	44,60
V4_SK_3,32	0,1113	60,66

Através do Quadro 4.2, é possível prever a influência do recobrimento em UHDC, contendo fibras, verificando-se que a *superskin* beneficia as vigas em termos de resistência à flexão. Da passagem da viga de referência para a viga com *superskin*, com a mesma taxa de armadura, prevê-se um aumento do momento fletor que varia entre 25 e 65%.

No cálculo dos valores de  $M_{teo}$  a posição do eixo neutro ( $x$ ) desempenha um papel preponderante. A tendência será a de o valor de  $x$  aumentar com a taxa de armadura e diminuir com a aplicação da *superskin*, comparativamente com a respetiva viga de referência.

#### 4.3.2. Momento máximo (experimental)

O momento máximo obtido nos ensaios experimentais ( $M_{máx}$ ) foi determinado a partir dos diagramas de esforços da Figura 3.20 do Subcapítulo 3.4 e tendo por base o valor de  $F_{máx}$  detetado pelo atuador durante os ensaios experimentais (Expressão 4.3).

$$M_{máx}(kN.m) = 0,35 * F_{máx} \quad (4.3)$$

No Quadro 4.3 apresentam-se os valores do  $M_{máx}$ .

Quadro 4.3: Valores experimentais do momento

Viga	$M_{m\acute{a}x}$ (kN.m)
V1_R_0,65	17,72
V2_R_1,30	28,90
V3_R_1,86	34,68
V4_R_3,32	41,40
V1_SK_0,65	20,03
V2_SK_1,30	33,57
V3_SK_1,86	47,41
V4_SK_3,32	71,40

Da análise do quadro é possível verificar que os valores da resistência à flexão ( $M_{m\acute{a}x}$ ) aumentam com a taxa de armadura, o que era de esperar. É visível também que as vigas com recobrimento em UHDC conferem uma maior resistência à flexão, ou seja, maior momento máximo, quando comparadas com as respetivas vigas de referência. É de notar que o aumento percentual entre a viga de referência e a viga com *superskin* aumenta com a taxa de armadura, variando entre os 13% e 73%.

#### 4.3.3. Relação $M_{teo} / M_{m\acute{a}x}$

Neste subcapítulo é efetuada uma comparação entre os valores teóricos e os valores experimentais dos momentos das vigas ensaiadas (Quadro 4.4). Pela análise do quadro, é possível constatar que a previsão da resistência à flexão foi adequada. No geral, os valores teóricos foram inferiores aos valores experimentais, o que poderá estar relacionado com os valores obtidos nos ensaios de caracterização do betão e que foram utilizados para a previsão da resistência à flexão. Comparando a viga de referência com respetiva viga com *superskin* é possível verificar que a tendência da relação dos momentos é de aumento, para as taxas de armadura longitudinal de tração mais baixas, enquanto nas duas taxas de armaduras maiores, a relação é mais baixa nas vigas com *superskin*.

Quadro 4.4: Relação entre valores teóricos e experimentais do momento

Viga	$M_{teo}/M_{máx}$
V1_R_0,65	0,81
V2_R_1,30	0,89
V3_R_1,86	1,00
V4_R_3,32	0,94
V1_SK_0,65	1,17
V2_SK_1,30	1,06
V3_SK_1,86	0,94
V4_SK_3,32	0,85

#### 4.4. Relação Momento/Curvatura

Para a determinação da curvatura na zona crítica da viga, na zona de momentos máximos, foram utilizados dois métodos diferentes:

- (i) **Método 1:** experimentalmente, através dos *LVDT's* horizontais.

Neste método determina-se a curvatura com base nos valores registados nos transdutores de deslocamentos horizontais, como se pode verificar na Figura 4.12. O comprimento da região em análise é cerca de  $0,24\text{ m}$  ( $eh$ ).

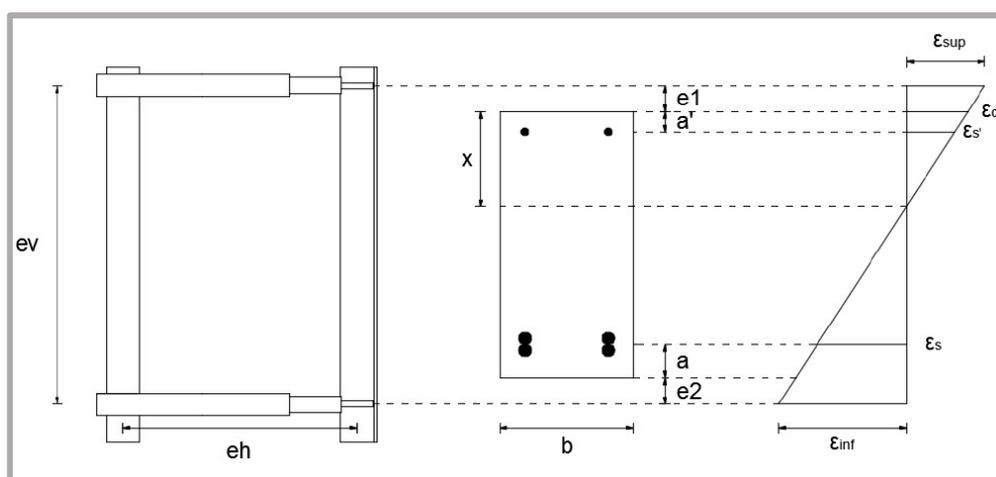


Figura 4.12: Esquemas para cálculo da curvatura

Deste modo, para o cálculo dos valores de curvatura considerou-se a Expressão 4.4, uma vez que a curvatura corresponde à inclinação da reta das extensões:

$$1/r(m^{-1}) = \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d} \quad (4.4)$$

*Legenda:*  $1/r$  – curvatura da secção ( $m^{-1}$ );  $\varepsilon_c$  – valor da extensão do betão na fibra mais comprimida;  $\varepsilon_s$  – valor da extensão na armadura tracionada;  $d$  – altura útil da secção ( $m$ ).

Todos os procedimentos e expressões de cálculo utilizados, incluindo as expressões dos cálculos intermédios, para determinar a curvatura das vigas, são apresentados no Anexo E.

Para qualquer instante do ensaio, pode-se determinar os valores das extensões em qualquer fibra ao longo da altura da viga, tendo por base a hipótese da conservação das secções planas (Bernoulli).

A evolução da curvatura média da zona central das vigas, encontra-se representada nos diagramas  $M - 1/r$  da Figura 4.13. No Anexo F são apresentados os resultados dividindo as vigas por taxa de armadura de tração, para melhor evidenciar as diferenças de comportamento entre a viga de referência e a viga com *superskin* com a mesma taxa de armadura.

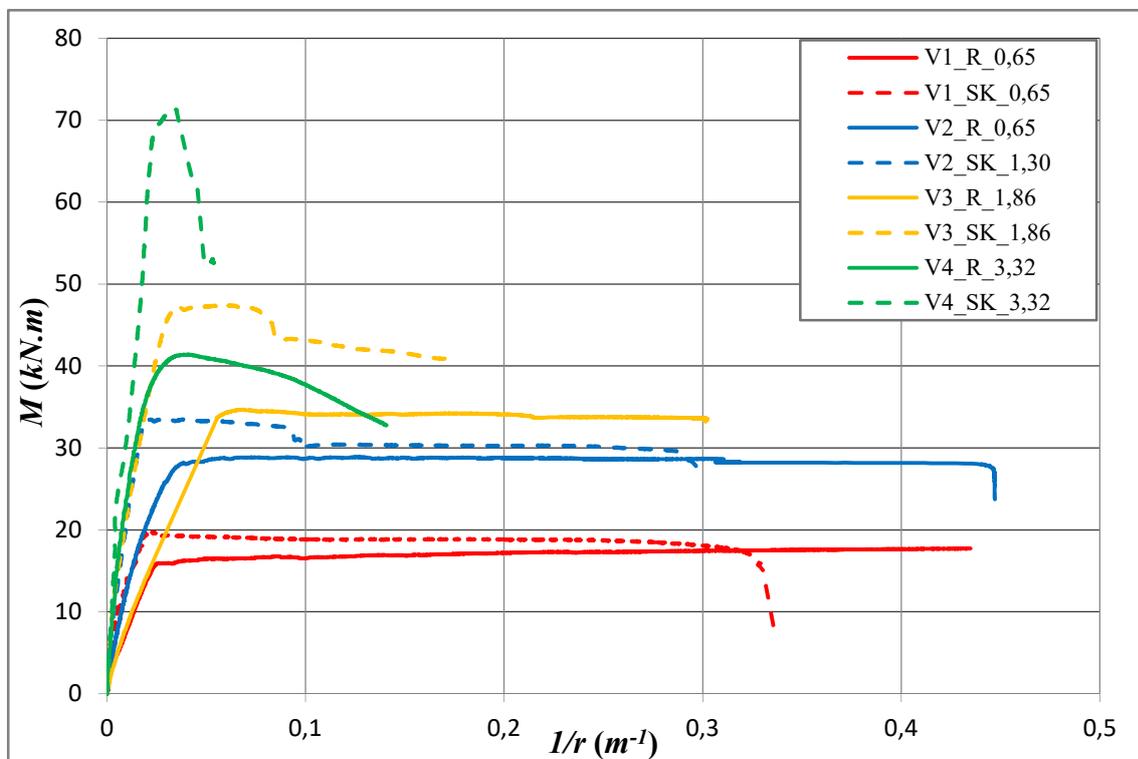


Figura 4.13: Diagramas Momento-Curvatura (Método 1)

Tendo em conta que o andamento das curvas  $M-1/r$  é muito idêntico ao das curvas  $F-\delta$ , as conclusões que se retiram são semelhantes. Constata-se, pela análise dos diagramas da Figura 4.13, que as vigas com menor taxa de armadura apresentam maiores curvaturas máximas, como era esperado. Verifica-se também que as vigas com recobrimento em UHDC apresentam valores de curvatura menores que a respetiva viga de referência. Estas conclusões podem ser ainda comprovadas através do gráfico da Figura 4.14, que relaciona a curvatura máxima com a taxa de armadura longitudinal de tração.

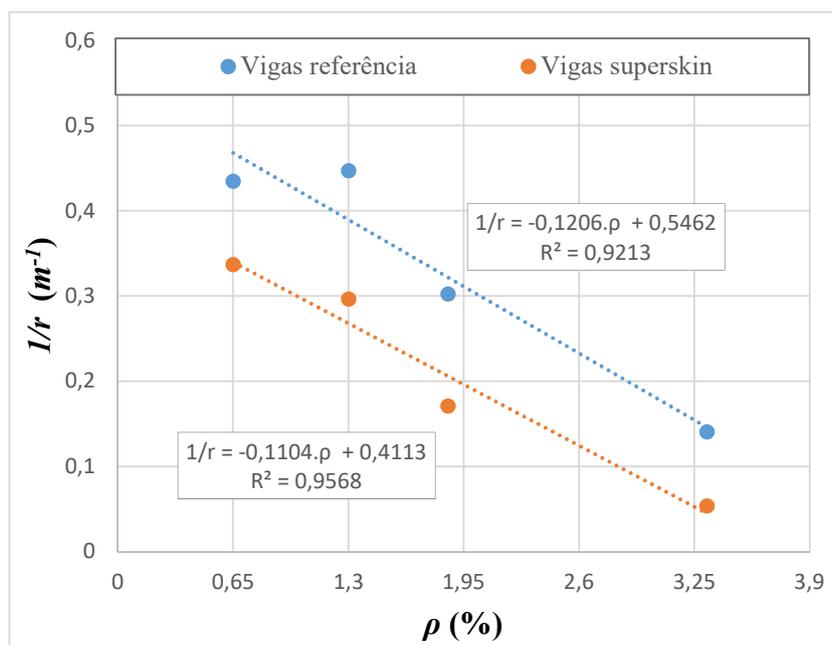


Figura 4.14: Relação curvatura (Método 1) – taxa de armadura longitudinal de tração

Em termos percentuais, há uma diminuição dos valores da curvatura da viga com a *superskin* em UHDC, comparativamente com a respetiva viga de referência: 23% ( $\rho = 0,65\%$ ); 34% ( $\rho = 1,30\%$ ); 44% ( $\rho = 1,86\%$ ); e 62% ( $\rho = 3,32\%$ ).

(ii) **Método 2:** através da integração da deformada da viga.

Este método permite calcular a curvatura utilizando a deformada da viga para uma dada carga. Com os resultados obtidos pelos 3 *LVDTs* verticais foi possível definir as deformadas das vigas para os vários carregamentos, como se referiu anteriormente no Subcapítulo 4.2 (Figura 4.15).

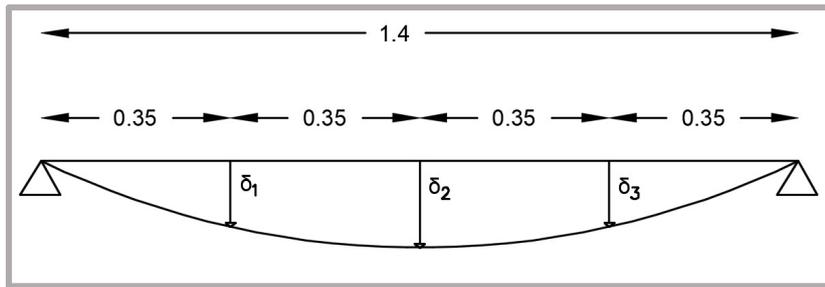


Figura 4.15: Esquema da deformada da viga

Através da deformada, com base nesses deslocamentos verticais, calculou-se o polinómio do terceiro grau que melhor se ajustava aos pontos. Com a 2ª derivada desse polinómio (Expressão 4.5) é possível calcular a curvatura na área central da viga em três pontos: a meio vão, 0,7 m; e nas secções a 0,12 m da secção a meio vão. O valor de curvatura utilizado foi a média desses 3 valores.

$$y = 6ax + b \quad (4.5)$$

À semelhança do apresentado para o método 1, os valores obtidos para a curvatura média na zona central das vigas foram também relacionados com o momento fletor a meio vão (Figura 4.16). No Anexo F são apresentados os resultados das vigas divididos por taxa de armadura longitudinal de tração.

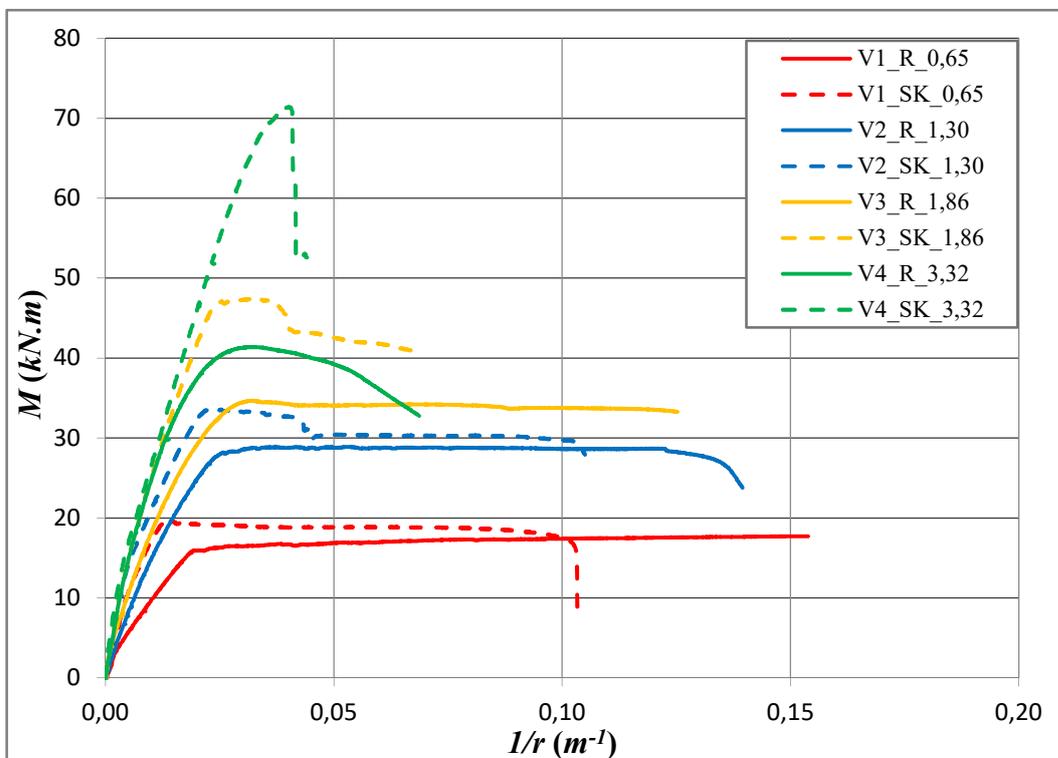


Figura 4.16: Diagramas Momento-Curvatura (Método 2)

Como se pode verificar, os resultados são muito semelhantes aos obtidos no método 1, até um determinado valor de curvatura, sendo que por este método foram obtidos menores valores de curvatura máxima.

Novamente, para facilitar a análise, é apresentado o diagrama da Figura 4.17, que relaciona a curvatura máxima da zona crítica das vigas com a taxa de armadura.

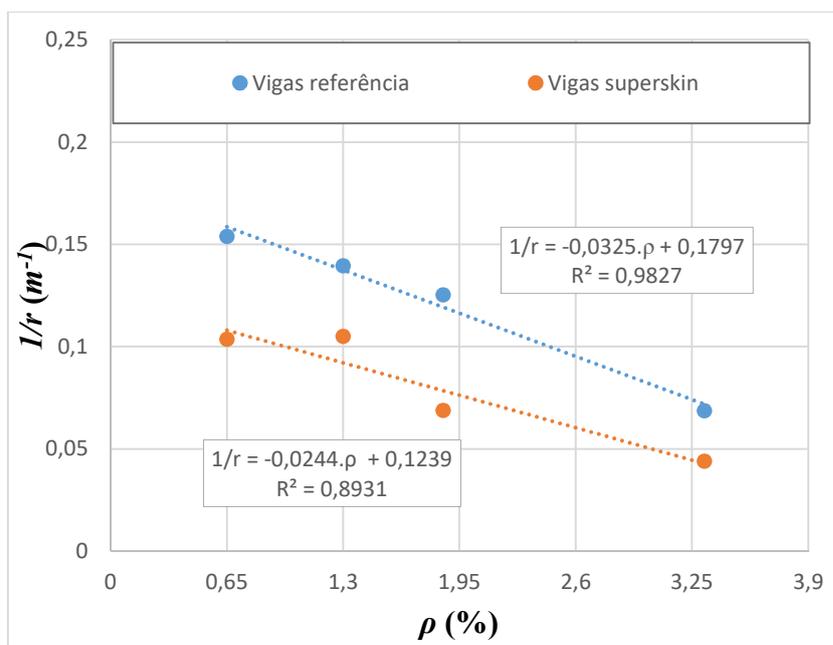


Figura 4.17: Relação curvatura (Método 2) – taxa de armadura longitudinal de tração

Fazendo a mesma análise que foi efetuada para o método 1, há também uma diminuição dos valores da curvatura da viga com a *superskin*, quando comparando com a viga de referência da mesma taxa de armadura. Em termos percentuais, essa diminuição não é tão linear como no método 1: 33% ( $\rho = 0,65\%$ ); 25% ( $\rho = 1,30\%$ ); 45% ( $\rho = 1,86\%$ ); e 36% ( $\rho = 3,32\%$ ).

### (iii) Comparação dos métodos 1 e 2

Na Figura 4.18 é apresentada a comparação entre a curvatura obtida pelos dois métodos, para uma das vigas estudadas, neste caso a V1\_SK\_0,65.

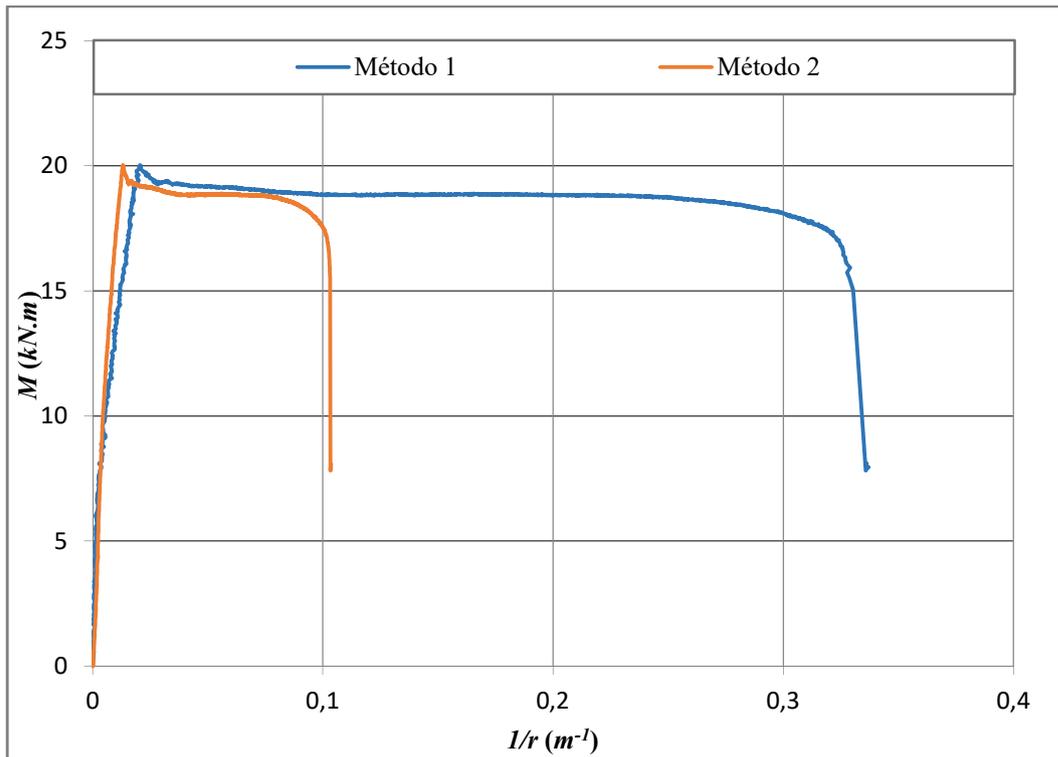


Figura 4.18: Relação Momento-Curvatura da viga V1\_SK\_0,65 (Comparação dos dois métodos de cálculo da curvatura)

Analisando a Figura, 4.18 os valores da curvatura calculada pelos 2 métodos são bastante próximos, até certo valor de curvatura, como já referido, sendo que o método 1, em todas as vigas, apresenta maiores valores de curvatura, ou seja, o patamar horizontal da curva é mais extenso. Isto porque a curvatura do método 1 é obtida através dos *LVDTs* horizontais, colocados na zona central da viga, numa zona restrita de 0,24 m, onde ocorrem os valores maiores de curvatura. Por outro lado, a curvatura do método 2 é obtida através da deformada, sendo por isso a curvatura média da viga, o que justifica os valores menores, comparativamente com os resultados do outro método.

#### 4.5. Análise da rigidez à flexão

A rigidez à flexão de um elemento,  $EI$ , é definida pelo produto entre o módulo de elasticidade do material e a inércia da secção homogénea equivalente, pelo que, uma viga de betão armado será tanto mais rígida quanto maior for o módulo de elasticidade do betão, assim como, quanto maior for a inércia da secção e quanto maior for a percentagem de armadura longitudinal.

Prevê-se, em princípio, que a rigidez diminua à medida que o ensaio vai decorrendo, por consequência do aumento do valor da flecha e da correspondente evolução das extensões nos materiais, levando ao aparecimento e evolução da fendilhação. Nesta fase apenas o betão

comprimido e as armaduras longitudinais são consideradas no cálculo da inércia da secção. Deste modo, faz-se uma análise separada do valor da rigidez para o *Estado I* (ou *Estado não fendilhado*) e para o *Estado II* (ou *Estado Fendilhado*). Em primeiro lugar, realiza-se uma estimativa teórica da rigidez e, posteriormente, com base nos dados experimentais obtidos, determina-se também a rigidez à flexão das vigas ensaiadas.

#### 4.5.1. Rigidez teórica

O cálculo da rigidez teórica ( $EI_{I,teo}$  e  $EI_{II,teo}$ ) realiza-se de forma semelhante para todas as vigas, quer sejam as de referência quer sejam as vigas com a *superskin*, com algumas diferenças.

A previsão teórica do valor da rigidez para o *Estado I* ( $EI_{I,teo}$ ), considerando a secção de betão homogeneizada, é mais simples, uma vez que nesta fase toda a secção contribui para a rigidez, pois a fendilhação do betão ainda não ocorreu. Em relação à previsão da rigidez no *Estado II* ( $EI_{II,teo}$ ), esta é mais complexa uma vez que a secção já se encontra fendilhada, na maior parte da zona tracionada, pelo que a inércia da secção de betão é determinada considerando apenas a zona comprimida.

Os procedimentos e expressões de cálculo utilizados, incluindo os cálculos intermédios, para determinar a rigidez à flexão das vigas nos dois estados, são apresentados no Anexo G.

No Quadro 4.5 estão apresentados os valores da rigidez calculados.

Quadro 4.5: Valores teóricos da rigidez

Viga	$EI_{I,teo}$ ( $kN.m^2$ )	$EI_{II,teo}$ ( $kN.m^2$ )
V1_R_0,65	4368,7	884,8
V2_R_1,30	4477,6	1321,3
V3_R_1,86	4595,6	1821,9
V4_R_3,32	4688,3	2675,3
V1_SK_0,65	5034,0	888,7
V2_SK_1,30	5168,1	1430,3
V3_SK_1,86	5239,5	1730,9
V4_SK_3,32	5412,5	2621,9

Da análise do Quadro 4.5 constata-se que, para o *Estado I*, o uso da *superskin* em betão UHDC origina claramente um aumento da rigidez das vigas, em relação às vigas de referência. No entanto, para o *Estado II*, nas vigas com maiores taxas de armadura, essa tendência já não se verifica, sendo as vigas de referência das taxas de armadura  $\rho = 1,86\%$  e  $\rho = 3,32\%$  as vigas

que apresentam maior rigidez quando comparadas com as respetivas vigas com *superskin*, mas a diferença é muito pequena. É de notar que, de modo a prever possíveis erros da posição das armaduras, o valor da altura útil da secção ( $d$ ) usado foi medido, e não o valor teórico, o que pode estar na origem destes resultados para o *Estado II*.

#### 4.5.2. Rigidez experimental

A rigidez à flexão determinada experimentalmente é avaliada através do declive de duas retas traçadas no diagrama  $M-1/r$ , uma para o primeiro troço reto, antes da fendilhação, correspondente ao *Estado I*; a outra reta para o segundo troço reto, após a fendilhação e antes da plastificação das armaduras, correspondente ao *Estado II*. No entanto, devido ao facto de os diagramas apresentarem dispersões iniciais consideráveis, tornando muito difícil a identificação da transição entre o *Estado I* e o *Estado II* no diagrama, não foi possível a determinação do  $EI_{I,exp}$ , de uma forma que fosse exata. Por este motivo, não são apresentados os seus valores. Para a determinação do  $EI_{II,exp}$  teve-se em conta esses condicionalismos e considerou-se a reta de ajuste a iniciar num ponto correspondente a 30% do  $M_{máx}$  e a terminar num ponto correspondente a 70% do  $M_{máx}$ . Este critério foi definido para garantir uma uniformidade na metodologia usada na determinação do  $EI_{II,exp}$ . É de notar que se utilizaram os valores de curvatura calculados pelos dois métodos já descritos, de modo a se poder comparar.

Uma vez que os diagramas  $M-1/r$  já foram apresentados anteriormente, no Subcapítulo 4.4, optou-se por não os expor novamente. Como exemplo do método adotado para o cálculo da rigidez experimental apresenta-se o diagrama da viga V2\_SK\_1,30 (Figura 4.19). Deste modo, traçou-se uma reta de tendência para o *Estado II*, usando os pontos da curva experimental de  $M-1/r$ , e posteriormente determinou-se o seu declive que corresponde à rigidez (Expressão 4.6).

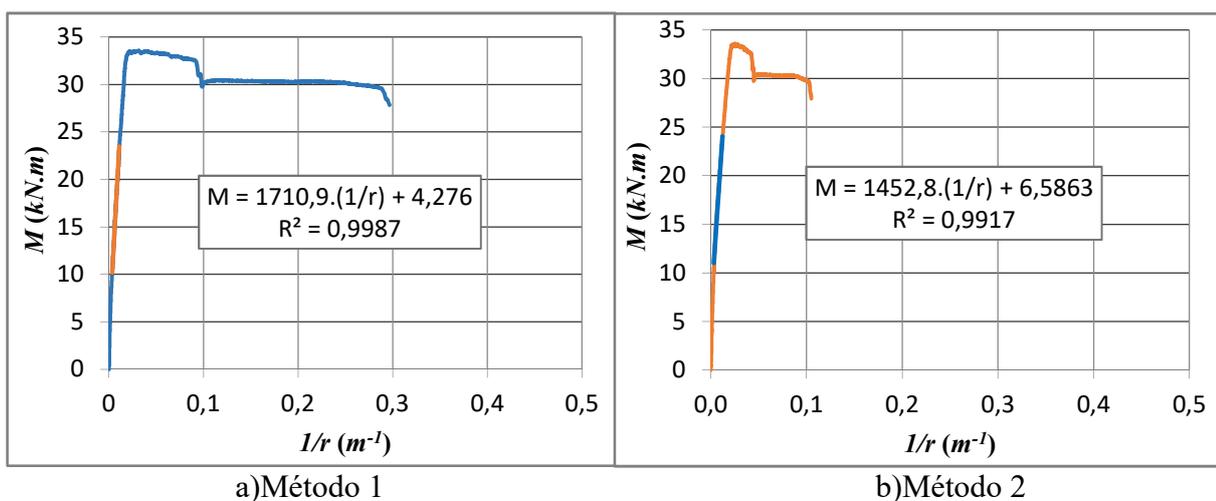


Figura 4.19: Diagrama  $M-1/r$  para análise da rigidez experimental – V2\_SK\_1,30

$$1/r(m^{-1}) = \frac{M}{EI} \quad (4.6)$$

No Quadro 4.6 são apresentados os valores da rigidez no Estado II determinados.

Quadro 4.6: Valores experimentais da rigidez

Viga	$EI_{II,exp} (kN.m^2)$	
	Método 1	Método 2
V1_R_0,65	630,9	775,3
V2_R_1,30	881,1	1199,8
V3_R_1,86	575,0	1377,9
V4_R_3,32	1729,6	1938,0
V1_SK_0,65	834,8	1661,5
V2_SK_1,30	1710,9	1452,8
V3_SK_1,86	1432,7	1927,6
V4_SK_3,32	2052,3	1941,4

Como se pode observar, a tendência foi de aumento da rigidez do *Estado II* com o aumento da taxa de armadura em ambos os métodos, exceto no caso das vigas com taxa de armadura  $\rho = 1,86\%$  (método 1), que diminuiu em relação à taxa de armadura anterior, tanto na viga de referência como na viga com *superskin* e no caso da viga V2\_SK\_1,30 (método 2), onde ocorreu a mesma situação. De notar que, no caso da viga V3\_R\_1,86, aquando o ensaio, os *LVDTs* descolaram-se da viga afetando as leituras, podendo ser a razão que justifica a incoerência destes resultados.

Em qualquer um dos métodos, os valores da rigidez no *Estado II* das vigas com recobrimento em UHDC são superiores às respetivas vigas de referência, ou seja, a *superskin* proporciona à viga um claro aumento da rigidez à flexão.

De modo a facilitar a análise da evolução da rigidez e a comparação entre as vigas de referência e as vigas com recobrimento em UHDC, apresentam-se os gráficos da Figura 4.20, com os valores da rigidez dos dois métodos utilizados para determinar a curvatura.

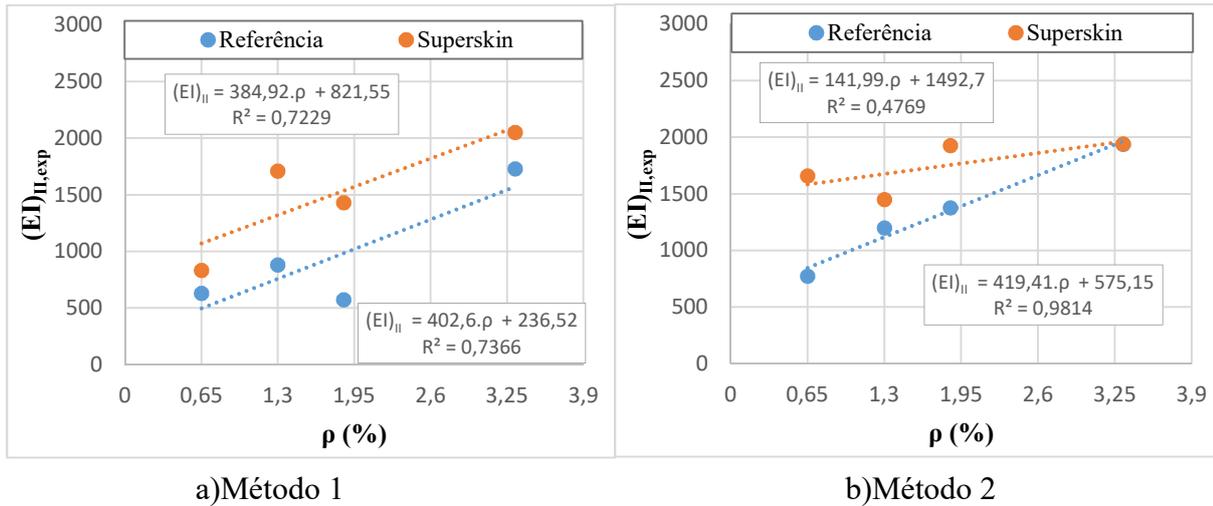


Figura 4.20: Relação entre a rigidez à flexão e a taxa de armadura longitudinal de tração

É possível verificar que, no caso do método 1, as vigas de referência seguem um andamento semelhante às vigas com recobrimento em UHDC, com um declive da reta de tendência próximo, e no caso do método 2 a tendência é de aproximação dos valores das vigas de referência em relação às vigas com *superskin*.

#### 4.5.3. Relação $EI_{teo} / EI_{exp}$

Neste subcapítulo faz-se uma análise da relação entre os valores teóricos e os valores experimentais da rigidez à flexão.

Quadro 4.7: Relação entre a rigidez à flexão teórica e experimental

Viga	Método 1	Método 2
	$EI_{II,teo}/EI_{II,exp}$	$EI_{II,teo}/EI_{II,exp}$
V1_R_0,65	1,40	1,14
V2_R_1,30	1,50	1,10
V3_R_1,86	3,17	1,32
V4_R_3,32	1,55	1,38
V1_SK_0,65	1,06	0,53
V2_SK_1,30	0,84	0,98
V3_SK_1,86	1,21	0,90
V4_SK_3,32	1,28	1,35

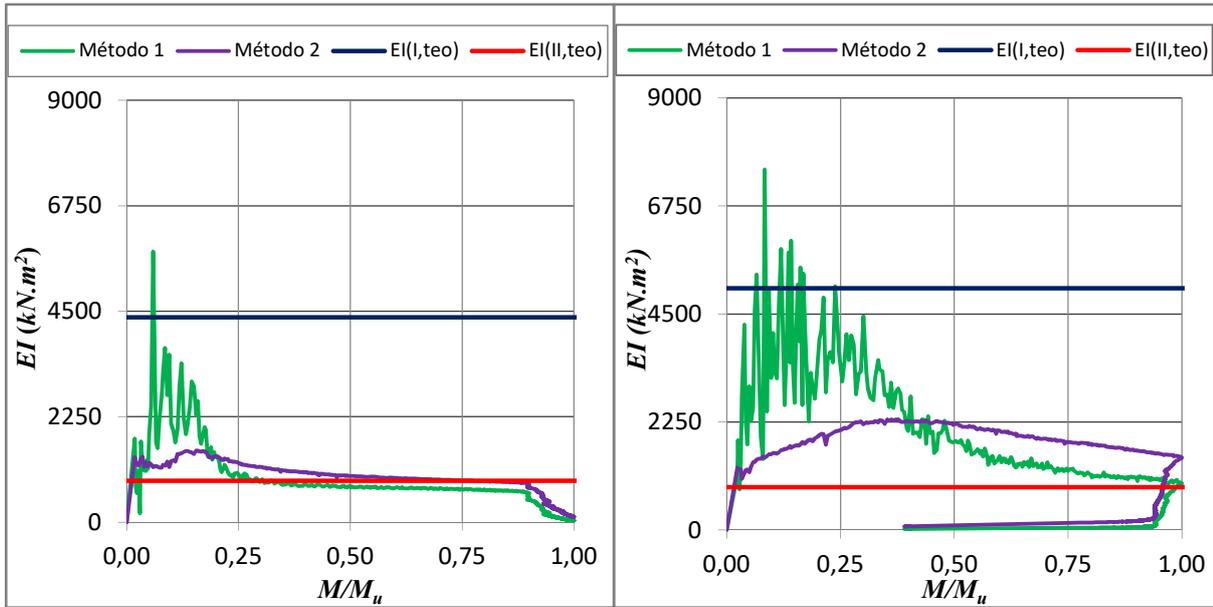
Analisando o Quadro 4.7, no qual consta a relação entre os valores teóricos e experimentais da rigidez no *Estado II* percebe-se que, de uma forma geral, a rigidez teórica apresenta valores superiores aos obtidos experimentalmente. Tal não deveria acontecer uma vez que a previsão foi efetuada com base nas propriedades do betão, valores médios, determinados nos ensaios de caracterização dos materiais, como se referiu. Além disso era previsto, para o *Estado II*, que pela contribuição do betão entre fendas, a rigidez experimental das vigas fosse maior que o valor teórico, ou seja, que a tensão de tração do betão entre fendas contribuísse para o aumento da rigidez. Poderão existir algumas dispersões consequentes do método escolhido para a determinação do  $EI_{II,exp}$ . De notar, uma vez mais, a enorme diferença de resultados na viga V3\_R\_1,86, indiciando que o valor da rigidez experimental deve estar errado pelo motivo já apresentado.

Analisando outro aspeto importante, nas Figuras 4.21 e 4.22 apresenta-se a evolução da rigidez ( $EI$ ) à flexão de cada viga determinada pelos dois métodos usados para obter a curvatura com a relação entre o momento e o momento último ou máximo ( $M/M_u$ ). Nestes gráficos consta:

- A rigidez calculada a partir dos transdutores de deslocamento horizontais, *i.e.*  $EI_{exp}$  pelo método 1;
- A rigidez calculada a partir da deformada da viga, *i.e.*  $EI_{exp}$  pelo método 2;
- A rigidez calculada teoricamente considerando a secção transversal não fendilhada e com as armaduras homogeneizadas (*i.e.* rigidez no *Estado I* –  $EI_{I,teo}$ );
- A rigidez calculada teoricamente considerando a secção transversal totalmente fendilhada (*i.e.* rigidez no *Estado II* –  $EI_{II,teo}$ ).

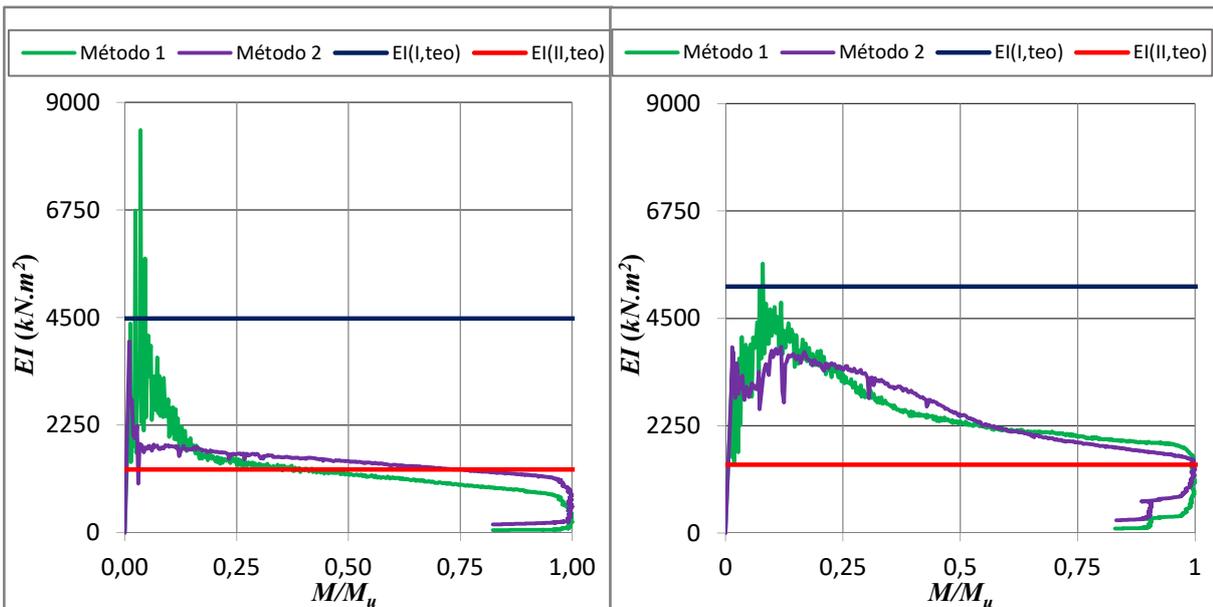
Em teoria, desde o início do carregamento até ao ponto de cedência das armaduras de tração, a rigidez das vigas deveria situar-se entre os dois valores limite teóricos.

De notar que os resultados obtidos experimentalmente revelam, logo no início, valores extremamente elevados e dispersos. Tal deve-se ao facto de existir, no início do carregamento, um primeiro ajustamento da viga, relativamente aos apoios e, só depois é que se verifica a resposta da mesma, podendo esses valores serem desprezados. Também a baixa precisão de medição dos *LVDTs* horizontais para deslocamentos muito reduzidos poderá ser um fator para esta oscilação de valores no início do ensaio.



a) V1\_R\_0,65

b) V1\_SK\_0,65



c) V2\_R\_1,30

d) V2\_SK\_1,30

Figura 4.21: Comparação entre os valores teóricos e experimentais da rigidez ( $\rho=0,65; 1,30\%$ )

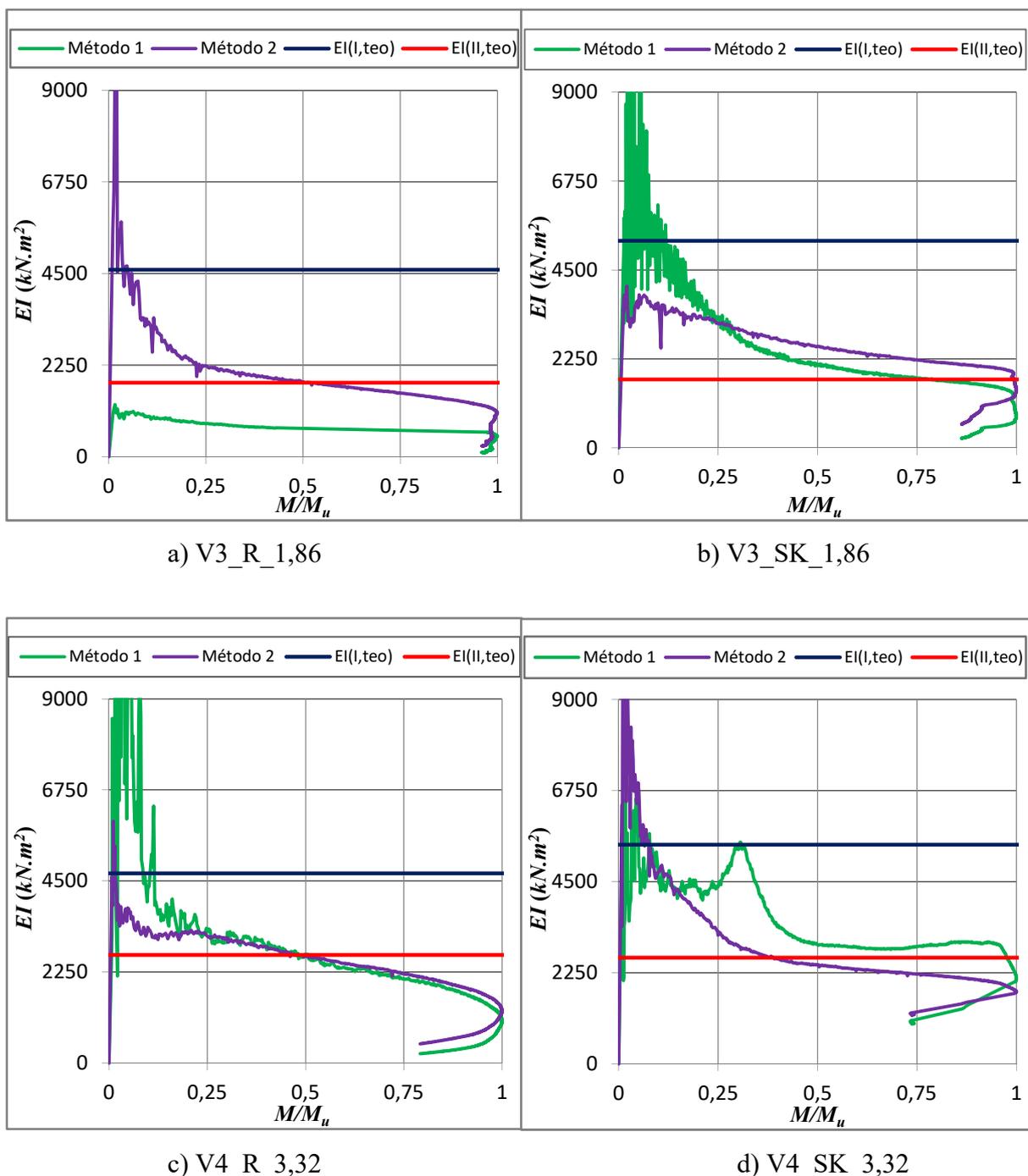


Figura 4.22: Comparação entre os valores teóricos e experimentais da rigidez ( $\rho=1,86; 3,32\%$ )

Efetivamente, os valores de  $EI_{exp}$  não se mantêm totalmente dentro dos limites teóricos, constantes nos diagramas das figuras anteriores. Este fenómeno não é fácil de justificar. Um dos motivos poderá ser o descrito acima, o ajustamento da viga ao carregamento, mas também poderão existir pequenas diferenças entre o valor de cálculo e o valor real da posição do eixo neutro ( $x$ ), que afeta significativamente os valores da rigidez previstos teoricamente.

De notar, uma vez mais, na viga V3\_R\_1,86 (Método 1), em que os valores de  $EI_{exp}$  se encontram completamente fora dos valores teóricos. O motivo poderá ser, como anteriormente referido, o facto de os *LVDTs* terem descolado da viga durante o ensaio, o que provocou erros nas medições usadas para o cálculo da curvatura.

As figuras demonstram uma evolução da rigidez experimental com os valores dos momentos composta em três regiões:

- A primeira, mais inclinada, com grande variação e perda de rigidez, que corresponde ao aparecimento e abertura das fendas;
- A segunda, menos inclinada, com uma perda de rigidez mais lenta e estável, que corresponde à evolução, comprimento e largura das fendas;
- A terceira, onde se verifica uma quebra brusca da rigidez, que corresponde à aproximação da fase de rotura.

É ainda possível visualizar que, regra geral, o andamento das curvas é semelhante para as vigas com a mesma taxa de armadura.

#### 4.6. Análise da ductilidade das vigas (Índices de ductilidade)

Neste trabalho experimental foram também avaliados dois índices de ductilidade diferentes, de modo a caracterizar a ductilidade das vigas ensaiadas: (i) o índice de ductilidade em curvatura,  $\mu_\varphi$ ; e (ii) o índice de ductilidade em deslocamento,  $\mu_\delta$ .

O índice de ductilidade em curvatura é referente à rotação da secção por unidade de comprimento, e foi determinado relacionando a curvatura média da viga, obtida através da deformada (Método 2), neste caso a curvatura correspondente ao momento último,  $(1/r)_u$ , com a curvatura correspondente ao momento de cedência da armadura longitudinal de tração,  $(1/r)_y$ . Para o cálculo deste índice utiliza-se a Expressão 4.7:

$$\mu_\varphi = \frac{(1/r)_u}{(1/r)_y} \quad (4.7)$$

O índice de ductilidade em deslocamento é obtido relacionando a flecha a meio vão da viga e correspondente à carga última,  $\delta_u$ , com a flecha correspondente à carga de cedência da armadura longitudinal de tração,  $\delta_y$ . Para o cálculo utiliza-se a Expressão 4.8:

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (4.8)$$

Os valores parcelares necessários para o cálculo destes índices foram obtidos diretamente da análise e tratamento dos resultados obtidos experimentalmente.

Estes dois índices permitem quantificar corretamente a ductilidade das vigas em estudo, uma vez que a sua abordagem enquadra-se na zona das curvas de comportamento, desde o ponto em que as armaduras de tração entram em cedência até ao ponto correspondente à carga última (Bernardo, 1998). Essa zona dos diagramas de comportamento traduz a capacidade dos elementos suportarem grandes deformações sem grande perda da capacidade de carga. Quanto mais extensa for essa zona, mais dúctil será a viga em estudo, pelo que a relação entre os pontos limites dessa zona fornece uma medida da referida extensão, logo, é um indicador da ductilidade da viga.

Tendo em conta as definições apresentadas, relacionadas aos índices de ductilidade a utilizar, surge o problema da identificação dos pontos correspondentes à carga/momento de cedência da armadura longitudinal de tração e à carga/momento último nas curvas experimentais  $F-\delta$  e  $M-l/r$ , apresentadas nos Subcapítulos 4.2 e 4.4, respetivamente. O ponto de carga/momento de cedência das armaduras longitudinal é de mais fácil definição uma vez que se caracteriza pela mudança de inclinação nos gráficos entre o troço ascendente da fase fendilhada e o troço tendencialmente horizontal, onde se dá o início da cedência das armaduras. No que toca ao ponto de carga/momento último, a definição é mais difícil. Geralmente, define-se como ponto último, para efeitos de avaliação da ductilidade, o ponto do diagrama a partir do qual a viga deixa de ter capacidade de suportar cargas apreciáveis, mesmo mediante grandes deformações, o que torna esta definição algo subjetiva, podendo variar de autor para autor (Pinto, 2015).

No presente estudo, ao pretender-se efetuar uma análise com o objetivo de comparar a ductilidade entre vigas, optou-se por utilizar um método consensual, comum a todas as vigas. Deste modo, para a definição do ponto de carga/momento último escolheu-se o ponto onde ocorreu uma diminuição de 10% da carga/momento máximo. Caso o gráfico não atinga esse valor de 10% da carga/momento máximo, o ponto último é simplesmente atribuído ao último ponto do diagrama. Este procedimento não influenciará particularmente os resultados, uma vez que foi aplicado a todas os diagramas e as consequências são desprezáveis numa análise comparativa entre vigas. Na Figura 4.23 é apresentado a título de exemplo, a definição dos pontos críticos para a viga V2\_R\_1,3, necessários ao cálculo do índice de ductilidade em deslocamento.

No Quadro 4.8 estão apresentados os valores obtidos para os índices de ductilidade, em curvatura e em deslocamento, para as oito vigas estudadas, assim como todos os valores utilizados para o seu cálculo.

De notar que os valores para o índice de ductilidade em curvatura foram obtidos usando a curvatura calculada pelo método 2, apresentado no Subcapítulo 4.4.

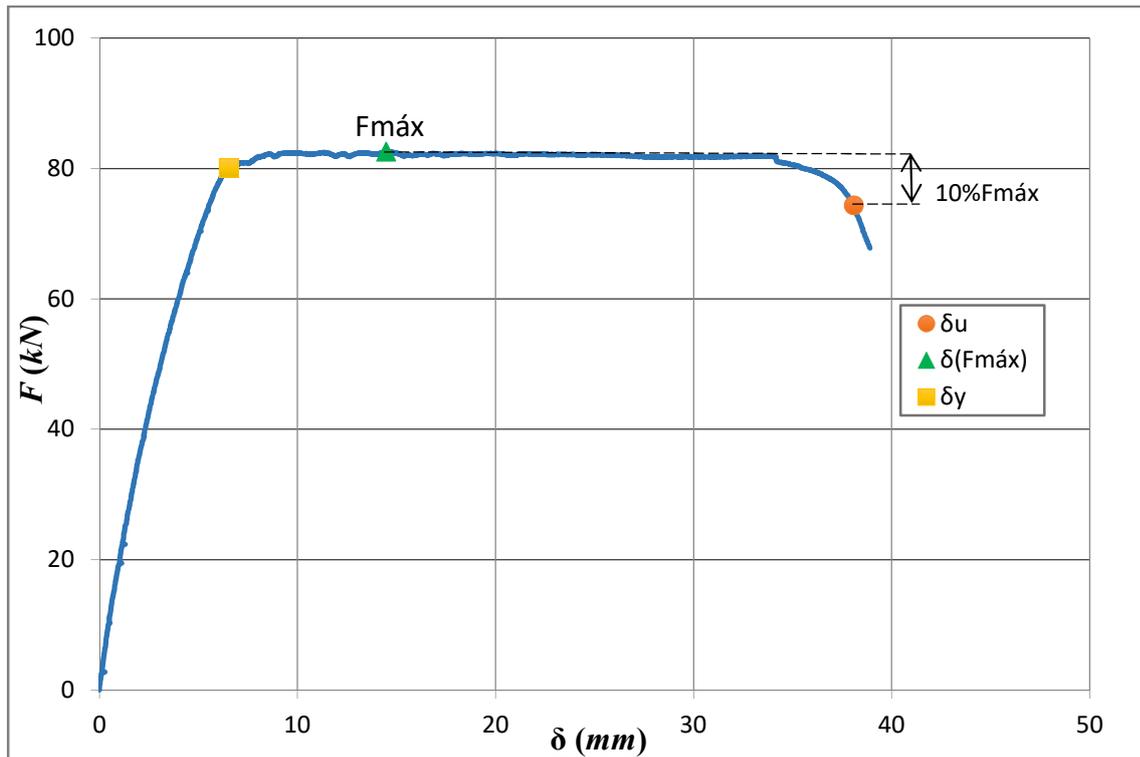


Figura 4.23: Definição dos pontos do índice de ductilidade em deslocamento – V2\_R\_1,30

Quadro 4.8: Valores dos índices de ductilidade

Viga	$\delta_y$	$\delta_u$	$\mu_\delta$	$(1/r)_y$	$(1/r)_u$	$\mu_\phi$
V1_R_0,65	4,73	42,28	8,93	0,019	0,154	8,18
V2_R_1,30	6,52	38,08	5,84	0,025	0,137	5,39
V3_R_1,86	7,60	34,49	4,54	0,028	0,125	4,45
V4_R_3,32	6,58	15,85	2,41	0,033	0,057	1,74
V1_SK_0,65	3,44	26,95	7,83	0,013	0,096	7,23
V2_SK_1,30	5,89	25,00	4,24	0,026	0,090	3,45
V3_SK_1,86	6,12	13,38	2,19	0,025	0,049	2,00
V4_SK_3,32	9,59	10,81	1,13	0,035	0,041	1,17

Verifica-se, como era de prever, que os índices de ductilidade tendem a diminuir com o aumento da taxa de armadura de tração, uma vez que quanto maior a taxa, menos dúctil é a viga. Dito de outra forma, o acréscimo da taxa de armadura longitudinal de tração faz aumentar a profundidade da linha neutra na rotura, originando uma tendência para uma rotura menos dúctil.

Através da análise dos gráficos da Figura 4.24, onde se relaciona os índices de ductilidade com a taxa de armadura de tração, é possível visualizar o que foi constatado acima.

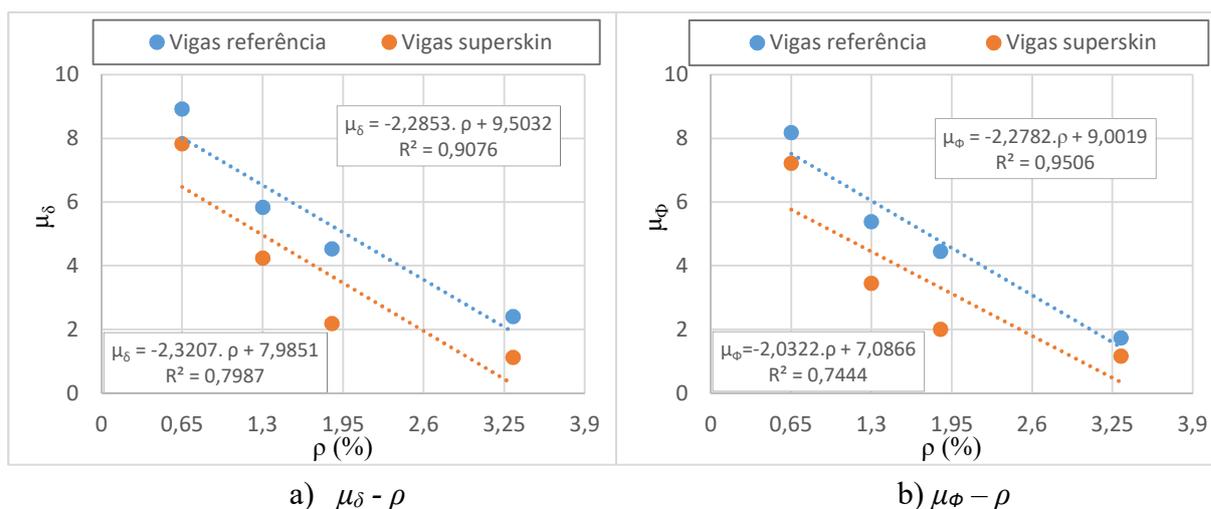


Figura 4.24: Relação entre os índices de ductilidade e a taxa de armadura de tração

Confirma-se assim, graficamente, a redução dos índices de ductilidade com o incremento da taxa de armadura longitudinal. As figuras permitem ainda observar uma tendência idêntica entre os dois índices de ductilidade utilizados, com o aumento da taxa.

Comparando a viga de referência com a viga *superskin*, para a mesma taxa de armadura, é possível afirmar que a viga com recobrimento em UHDC apresenta menores valores para os índices de ductilidade, ou seja, o recobrimento em betão de ultra elevada durabilidade confere menor ductilidade ao elemento.

#### 4.7. Fendilhação e tipo de rotura

Neste subcapítulo efetua-se uma descrição da evolução da fendilhação das vigas em flexão.

De modo a facilitar a compreensão da evolução da fendilhação ao longo do ensaio nas vigas sujeitas à flexão, apresenta-se a Figura 4.25, na qual consta o diagrama carga-deslocamento e imagens da fendilhação em dados instantes da viga V2\_SK\_1,30 a título de exemplo. Nos Quadros 4.9 e 4.10 é apresentado a evolução da fendilhação de todas as vigas, nos mesmos instantes. A necessidade de diferenciação, relativamente à taxa de armadura de tração, é justificada pelo comportamento diferenciado nos dois casos: vigas com menor taxa de armadura têm um comportamento tendencialmente mais dúctil, enquanto as vigas com maior taxa de armadura têm um comportamento tendencialmente mais frágil.

No diagrama da figura mencionada e no quadro assinalam-se três pontos: (i) ponto no patamar ascendente, no *Estado II*, a 75% do  $F_{m\acute{a}x}$ , em que se nota uma ligeira deformação e uma fendilhação muito reduzida das vigas; (ii) ponto no início do patamar de cedência, com  $F_{m\acute{a}x}$ , em que é visível a fendilhação e deformação da viga; e (iii) ponto com a fendilhação na rotura e imediatamente após a paragem do carregamento.

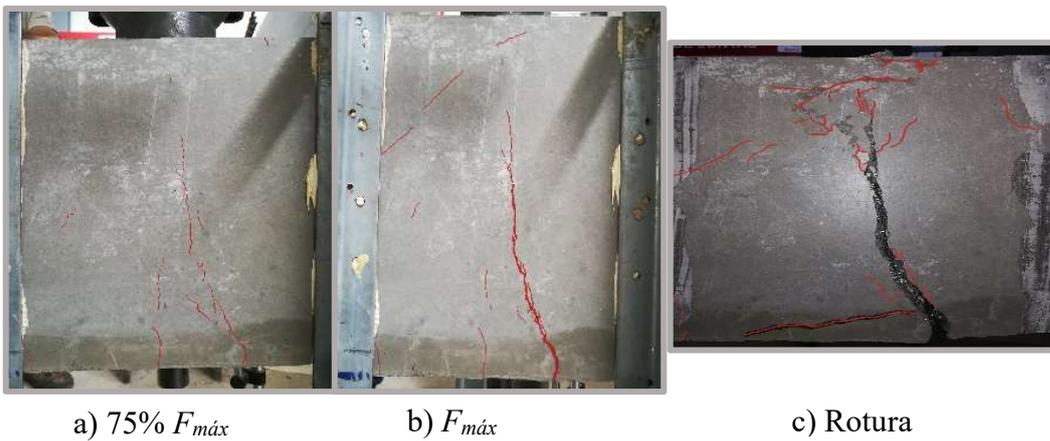
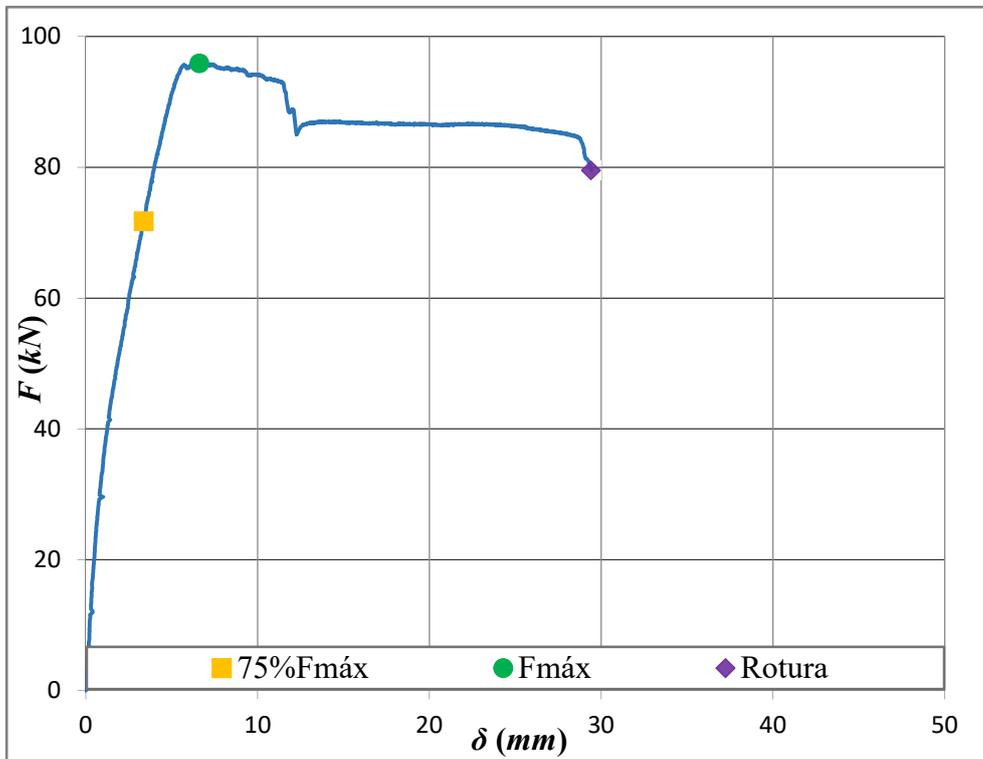
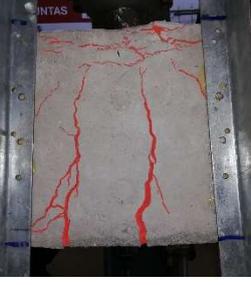
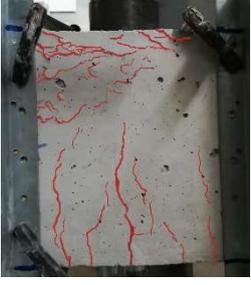


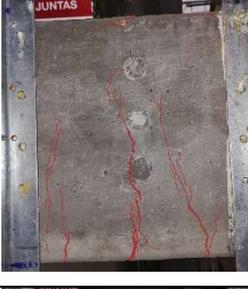
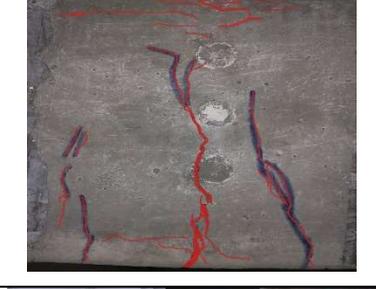
Figura 4.25: Correspondência entre a fendilhação e o diagrama carga-deslocamento – V2\_SK\_1,30

Como já referido, é apresentado no Quadros 4.9 e 4.10, a evolução da fendilhação de todas as vigas.

Quadro 4.9: Evolução da fendilhação (Vigas de referência)

Etapa Viga	$75\%F_{m\acute{a}x}$	$F_{m\acute{a}x}$	Rotura
V1_R_0,65			
V2_R_1,30			
V3_R_1,86			
V4_R_3,32			

Quadro 4.10: Evolução da fendilhação (Vigas com *superskin*)

Etapa Viga	75%F <sub>máx</sub>	F <sub>máx</sub>	Rotura
V1_SK_0,65			
V2_SK_1,30			
V3_SK_1,86			
V4_SK_3,32			

Pela análise dos quadros anteriores verifica-se que:

- No momento de rotura, parece existir uma convergência das fendas para a zona mais comprimida (*i.e.* para a zona central);
- As vigas de referência ficaram mais danificadas do que as vigas com *superskin*, chegando a existir um maior destacamento do betão de recobrimento na zona de compressão, o que significa que o recobrimento em UHDC confere algum confinamento ao betão do núcleo mais comprimido;

- As vigas de referência apresentam maior número de fendas do que as vigas com UHDC;
- As vigas com *superskin* apresentam uma distribuição de fendas mais concentrada na zona central e, além disso uma maior abertura da fenda principal. De notar que a abertura dessa fenda diminui com o aumento da taxa de armadura;

O tipo de rotura foi semelhante em todas as vigas, não existindo situações bruscas. No entanto a viga V4\_SK\_3,32 apresentou um ligeiro descolamento das camadas laterais da *superskin*.



## Capítulo 5 - Conclusões Principais e Desenvolvimentos Futuros

Concluindo a presente dissertação, apresentam-se neste capítulo as conclusões obtidas ao longo da investigação e da análise dos resultados. Para além disso, são também apresentadas algumas considerações que poderão ser estudadas em investigações futuras, de modo a permitir a continuação do estudo realizado.

A formulação das conclusões de um trabalho experimental é um ponto importante de um trabalho de investigação, uma vez que representam a síntese de todo o trabalho realizado e a crítica dos resultados obtidos. Pode ainda ser feita a apreciação dos objetivos propostos e confirmar se foram atingidos.

O presente trabalho pretendeu principalmente testar o conceito de *superskin* em elementos estruturais, nomeadamente vigas, utilizando um betão de ultra elevada durabilidade para o recobrimento, desenvolvido no âmbito do projeto PTDC/ECM/098497/2008: *Intelligent Super Skin – Enhanced Durability for Concrete Members*. Essa *superskin* foi associada a elementos em betão com baixa dosagem de cimento, de modo a proporcionar uma solução eco-eficiente mas simultaneamente de elevada durabilidade.

No total foram ensaiadas oito vigas, com diferentes taxas de armadura longitudinal de tração (variando entre 0,65 e 3,32%) de modo a avaliar o seu comportamento à flexão e a estudar a influência que o recobrimento em UHDC tem no comportamento das vigas.

### 5.1. Conclusões Principais

Com base nos ensaios experimentais e na análise dos resultados obtidos foi possível chegar às seguintes conclusões:

- Analisando a relação  $F-\delta$  verifica-se a diferente capacidade de carga das oito vigas ensaiadas, assim como o tipo de rotura. Conforme esperado, as vigas com menor taxa de armadura longitudinal de tração apresentam menor capacidade resistente, comparadas com as vigas com maior taxa, embora com maior deformabilidade. Verifica-se também, com grande importância para este trabalho, que o recobrimento em UHDC confere à viga uma maior capacidade resistente, apresentando maiores valores de  $F_{máx}$ , comparativamente com as vigas de referência, no entanto com menor deformabilidade. Esse aumento resultante da incorporação da *superskin* é maior para as taxas de armadura superiores, sendo que para a maior taxa de armadura utilizada esse aumento foi de 73%.
- Uma vez que os valores de  $M_{máx}$  estão diretamente relacionados com os valores de  $F_{máx}$ , a tendência é a mesma, ou seja, a *superskin* confere às vigas uma maior resistência à flexão.

- Na análise da relação entre a previsão do momento resistente ( $M_{teo}$ ) e o valor obtido experimentalmente ( $M_{máx}$ ), verifica-se que, no geral, os valores teóricos são inferiores aos valores experimentais, exceto três vigas, onde ocorreu o contrário.
- A curvatura foi analisada através de dois métodos: (i) Método 1 – instrumentação com *LVDTs* horizontais na zona central da viga; e (ii) Método 2 – Instrumentação com *LVDTs* verticais, integrando a deformada na zona central. Os valores obtidos experimentalmente para a curvatura, para os dois métodos, demonstram ser bastante próximos até certo valor de curvatura. As vigas com *superskin* apresentam menor curvatura do que a viga de referência correspondente, e a curvatura tende a diminuir com a taxa de armadura, de acordo com o comportamento esperado.
- No que respeita à rigidez à flexão determinada experimentalmente para o *Estado II*,  $EI_{II,exp}$ , para qualquer um dos métodos utilizados para o cálculo da curvatura, a tendência é de aumento com o aumento da taxa de armadura de tração. Os valores da rigidez das vigas com *superskin* são superiores aos das vigas de referência, com um aumento máximo, para o método 1, de  $857,7 \text{ kN/m}^2$  ( $\rho = 1,86\%$ ) e, para o método 2, um aumento de  $886,2 \text{ kN/m}^2$  ( $\rho = 0,65\%$ ). Assim conclui-se que o recobrimento em UHDC proporciona à viga um aumento de rigidez.
- Através da análise da ductilidade, com os respetivos índices, foi possível quantificar de forma objetiva a ductilidade das oito vigas ensaiadas. Conforme esperado, a ductilidade diminui com o aumento da taxa de armadura. Contudo, comparando a viga com *superskin* com a respetiva viga de referência, verifica-se que o recobrimento em UHDC contribui para diminuir a ductilidade da viga, entre 12 e 53%.
- Quanto ao tipo de rotura, verifica-se que as vigas com *superskin* apresentam uma distribuição de fendas mais concentrada na zona central e uma abertura maior da fenda principal, enquanto nas vigas de referência pode observar-se que os danos são maiores, com destacamento do betão comprimido e maior número de fendas.

Por fim, de referir que os trabalhos experimentais realizados conduziram, no geral, a resultados bastante interessantes, podendo afirmar-se que o conceito de *superskin*, usando um betão de ultra elevada durabilidade, oferece vantagens ao ser usado na camada de recobrimento, aumentando significativamente a durabilidade das vigas, mas também oferece vantagens do ponto de vista do comportamento estrutural, aumentando a resistência e a rigidez à flexão. Por fim, salienta-se que a solução no conjunto é também mais sustentável e eco-eficiente, ao usar para betão do núcleo um betão com baixo teor de cimento.

As conclusões apresentadas neste capítulo permitem consolidar e complementar as considerações apresentadas ao longo da análise de resultados. Assume-se o facto de a amostra de elementos ensaiados ser restrita, existindo apenas um ensaio para cada tipo de viga, o que limita parcialmente o grau de certeza e a confiança das conclusões obtidas.

## 5.2. Desenvolvimentos Futuros

Com base na investigação desenvolvida, foram identificadas as seguintes necessidades para futuros trabalhos, associado ao conceito de *superskin*:

- Estudar outros betões para a camada de recobrimento e para o núcleo, mantendo o conceito de eco-eficiência e de redução da dosagem de cimento;
- Realizar uma investigação semelhante à executada, mas com uma amostra maior, ou seja, mais vigas para cada taxa, e mais taxas de armadura longitudinais de tração;
- Estudar o conceito de *superskin* em elementos diferentes aos analisados, como lajes, vigas em T, entre outros;
- Realizar ensaios com vigas aplicando diferentes configurações de carga, como duas cargas concentradas, de modo a gerar uma zona de flexão pura;
- Fazer uma análise dos dados usando a fotogrametria;
- Estudar o efeito da *superskin* quando aplicada em elementos já existentes, de modo a avaliar o comportamento do recobrimento em situação de reabilitação;
- Estudar diferentes tipos de ligação da *superkin* ao betão do núcleo.



## Referências Bibliográficas

- ACI 544.4R (1988). *Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete*. ACI Structural Journal, vol. 85, issue 5 (Referido por Silva, 2015).
- Aïtcin, P. C. (1998). *High Performance Concrete*. E & FN SPON, Londres e Nova Iorque (Referido em Almeida, 2001).
- Almeida, I. R. (2001). *Os materiais constituintes e as principais características de durabilidade do concreto*. 43º Congresso Brasileiro do Concreto, Agosto de 2001
- Alves, H. (2015). *Formulação e caracterização mecânica de betões com baixa dosagem de cimento*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra, dezembro de 2015.
- Andrade, C. e Alonso, C. (1996). *Vida útil e Vida residual das estruturas de hormigón*. Seminário de Prevenção da Corrosão em Estruturas de Betão Armado, LNEC, Outubro de 1996 (Referido em Azevedo, 2002 e Coutinho, 1998).
- Austin, S.; Robins, P.; Pan, Y. (1999). *Shear bond testing of concrete repairs*. Cement and Concrete Research, vol. 29, n. 7, pp. 1067-1076 (Referido por Saldanha *et al.*, 2012).
- Azevedo, A. (2002). *Betões de elevado desempenho com incorporação de cinzas volantes*. Dissertação de Doutoramento, Universidade do Minho, Minho, Junho de 2002.
- Barros, A. (2009). *Avaliação do comportamento de vigas de concreto auto-adensável reforçado com fibras de aço*. Dissertação de Mestrado, Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 1 vol.
- Bernardo, L. F. (1998). *Ductilidade e Capacidade de Rotação em Vigas de Betão de Alta Resistência*. Dissertação de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade da Beira Interior, Covilhã.
- Brühwiler, E.; Denarié, E. (2008). *Rehabilitation of concrete structures using ultra-high performance fibre reinforced concrete*. Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Universidade de Kassel, Alemanha, Março de 2008 (Referido por Fernandes, 2011).
- Caldarone, M.A (2009). *High-Strength Concrete – a practical guide*. Taylor & Francis, Nova Iorque (Referido por Fernandes, 2011).
- Camões, A. (2011). *Betões eco-eficientes com reduzido teor de cimento*. Seminário Metacaulino, Universidade do Minho, Guimarães.
- Clímaco, J.; Regan, P. (2001). *Evaluation of the bond strength between old and new concrete in structural repairs*. Magazine of Concrete Research, vol. 25, n. 6, pp. 377-390
- Costa, A.; Appleton, J. (2002). *Estruturas de Betão I – Parte II - Materiais*. Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior Técnico, Lisboa.

- Costa, H. (2012). *Betões estruturais de agregados leves – Aplicações em prefabricação e reforço de estruturas*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Coimbra, Setembro de 2012.
- Coutinho, J. S. (1998). *Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Julho de 1998.
- EN 14651 (2007). *Test method for metallic fibered concrete—measuring the flexural tensile strength*. CEN, Bélgica.
- Fernandes, D. (2011). *A aplicação estrutural de betões de elevado desempenho (HPC e UHPC)*. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- Ghafari, E; Costa, H.; Júlio, E. (2014). *New Robust Design Approach for Aptimized Sustaibale UHPC*. The Fourth International fib congress, Mumbai, Fevereiro de 2014.
- Ghafari, E (2015). *Design of Eco-Efficient Ultra High Durability Concrete*. Dissertação de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Junho de 2015.
- Ghafari, E.; Costa, H.; Júlio, E.; Portugal, A; Durães, L. (2016). *Effect of supplementary cementitious materials on autogenous shrinkage of ultra-high performance concrete*. Construction and Building Materials, vol. 127, pp. 43-48, Setembro de 2016.
- Gomes, J. (2013). *Influência das Fibras Metálicas no Comportamento ao Esforço Transverso de Vigas SFRC*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Hájek, P.; Fiala, C. (2008). *Environmentally optimized floor slabs using UHPC-contribution to sustainable building*. Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Universidade de Kassel, Alemanha, Março de 2008.
- Harris, D. K. (2010). *Application of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) for Sustainable Building Components*. US-Israel Workshop on: Sustainable Buildings – Materials and Energy, Haifa, Julho de 2010.
- Imam, M.; Vandewalle, L.; Mortelmans, F.; Van Gemert, D. (1997). *Shear domain of fibre-reinforced high-strength concrete beams*. Engineering Structures, Vol. 19, issue 9, pp. 738-747 (Referido por Silva, 2015).
- Júlio, E.; Branco, F.; Silva, V.; Lourenço, J. (2006). *Influence of added concrete compressive strength on adhesion to an existing concrete substrate*. Building and Environment, vol. 31, n.12, pp. 1934-1939.
- Júlio, E.; Dias-da-Costa, D.; Branco, F.; Alfaiate, J. (2010). *Accuracy of design code expressions for estimating longitudinal shear strength of strengthening concrete overlays*. Engineering Structures, Elsevier, vol. 32, pp. 2387-2393.
-

- Kriegh, J. (1976). *Arizona Slant Shear test: A method to determine epoxy bond strength*. Journal of the American Concrete Institute, vol. 73, nr. 3, pp. 372-373 (Referido por Saldanha *et al*, 2012).
- Leonhardt, F.; Mönnig, E. (1977). *Construções de Concreto: Princípios Básicos do Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado*. Livraria Interciência, vol. 1, Rio de Janeiro (Referido por Silva, 2015).
- LNEC E 397 (1993). *Betões – Determinação do Módulo de Elasticidade em Compressão*. LNEC, Lisboa.
- Lourenço, J.; Júlio, E.; Maranhã, P. (2004). *Betões de Agregados Leves de Argila Expandida*. APEB, Lisboa
- Malhotra, V. M.; Mehta, P. K. (2002). *High Performance, HVFAC: Materials, Mixture, Proportioning, Properties, Construction Practice, and Case Histories*. CANMET, Ottawa, Canadá.
- Medeiros, M.; Andrade, J.; Helene, P. (2011). *Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto*. Concreto: Ciência e Tecnologia, capítulo 22, Universidade Federal do Paraná, Brasil.
- FIB (2010). *Model Code 2010: First complete draft – Volume 2*. FIB, Suíça, Abril de 2010.
- Neville, Adam M. (2001). *Consideration of durability of concrete structures: past, presente and future*. Materials and Structures/ Matériaux et Constructions, vol. 34, nr. 236, pp. 114-118, Março de 2001 (Referido em Azevedo, 2002).
- Nilson, A.; Darwin, D.; Dolan, C. (2010). *Design of Concrete Structures*. McGraw-Hill, 14ª Edição, Nova Iorque (Referido por Silva 2015).
- NP EN 12390-5 (2009). *Ensaio de betão endurecido. Parte 5: Resistência à flexão de provetes*. IPQ, Portugal.
- NP EN 12390-6 (2011). *Ensaio de betão endurecido. Parte 6: Resistência à Tracção por compressão de provetes*. IPQ, Portugal.
- Pinto, H. (2015). *Estudo do Comportamento Último à Flexão de Vigas de Betão de Agregados Leves de Argila Expandida*. Dissertação de Doutoramento, Universidade da Beira Interior, Covilhã, Abril de 2015
- Pliskin, L. (1992). *High-Performances Concetes – Engineering properties and code aspects*. High performance Concrete – From material to structure, E & FN Spon, Londres (Referido por Azevedo, 2002 e Fernandes, 2011).
- Proske, T.; Hainer, S.; Rezvani, M.; Graubner, C. (2014). *Eco-friendly concretes with reduced water and cement content – Mix design principles and application in practice*. Article. Technische Universität Darmstadt, Alemanha.
- Reis, R. (2009). *Betões eco-eficientes com cinzas volantes e metaculino*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, Guimarães, Dezembro de 2009.

- RILEM (1999). *Concrete durability – Na approach towards performance testings*. Materials and Structures, Vol. 32, nr. 32, pp. 163-173, Abril de 1999.
- Robins, P.; Austin, S.; Chandler, J. e Jones, P. (2001). *Flexural strain and crack width measurement of steel-fibre-reinforced concrete by optical grid and electrical gouge methods*. Cement and Concrete Research, vol. 31, issue 5, pp 719-729 (Referido por Silva, 2015)
- Saldanha, R.; Júlio, E.; Dias-da-Costa, D.; Santos, P. (2012). *Ensaio Slant Shear Modificado para Obter Roturas Adesivas*. Encontro Nacional Betão Estrutural, Universidade do Porto, Porto, Outubro de 2012.
- Sampaio, J.; Coutinho, J. S.; Sampaio, M. N. (2001). *Melhoria do desempenho de betões por metacaulino*. 43º Congresso Brasileiro do concreto, Instituto Brasileiro do Concreto, Foz do Iguaçu, Brasil, Agosto de 2001.
- Santos, P. (2009). *Assessment of the Shear Strength between Concrete Layers*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Coimbra, Coimbra (2009).
- Santos, P.; Júlio, E. (2010). *Effect of Filtering on Texture Assessment of Concrete Surfaces*. ACI Materials Journal, vol. 107, pp 31-36.
- Santos, P.; Júlio, E. (2011). *Factors affecting bond between new and old concrete*. ACI Materials Journal, vol. 108, nr. 4, pp. 449-456.
- Shah, Surendra P. (2000). *High performance concrete: past, present and future*. High performance concrete: workability, strength and durability. Proceedings of the International Symposium Organized by the Hong Kong University of Science and Technology and Shenzhen University, Hong Kong e Shenzhen, China, Dezembro de 2000 (Referido por Azevedo, 2002).
- Silva, J. (2015). *Comportamento ao corte e à flexão de vigas com betões incorporando nanopartículas*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra.
- Sousa, M. (2014). *Comportamento à flexão de vigas de betão reforçado com fibras de aço*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1º vol.
- Tabor, L. (1978). *Evaluation of resin systems for concrete repair*. Magazine of Concrete Research, vol. 30, nr. 105, pp. 117-125 (Referido por Saldanha *et al*, 2012).
- Vitt, G. (2011). *Understanding Steel Fibre Reinforced Concrete: Dramix® Guidance to comprehending na extraordinary material*. NV Bekaert SA, Zwevegem, Bélgica.
- Zia, P. (1993). *High Performance Concrete in severe environments*. ACI SP-140 (Referido por Azevedo, 2002).
- Zhang, P.; Liu, C.; Li, Q.; Zhang, T.; Wang, P. (2014). *Fracture properties of steel fibre reinforced high-performance concrete containing nano-SiO<sub>2</sub> and fly ash*. Current Science, vol. 106, pp. 980-986 (Referido por Silva, 2015).

## ANEXO A – Controlo das Medições

### A.1. Medição das Vigas

As medições efetuadas nas vigas foram apenas a altura útil,  $d$ , de cada viga, de modo a poder ser corrigido eventuais erros que podiam existir nas armaduras fornecidas. As restantes medidas dos elementos são comuns a todas as vigas e apresentadas no Capítulo 3.

No Quadro A.1.1 estão apresentados os valores medidos da altura útil das vigas

Quadro A.1.1: Valores da altura útil

Viga	$d$ (m)
V1_R_0,65	0,198
V2_R_1,30	0,190
V3_R_1,86	0,190
V4_R_3,32	0,180
V1_SK_0,65	0,200
V2_SK_1,30	0,195
V3_SK_1,86	0,190
V4_SK_3,32	0,185

**A.2. Relação Força no atuador -  $\Sigma$  Forças de reação**

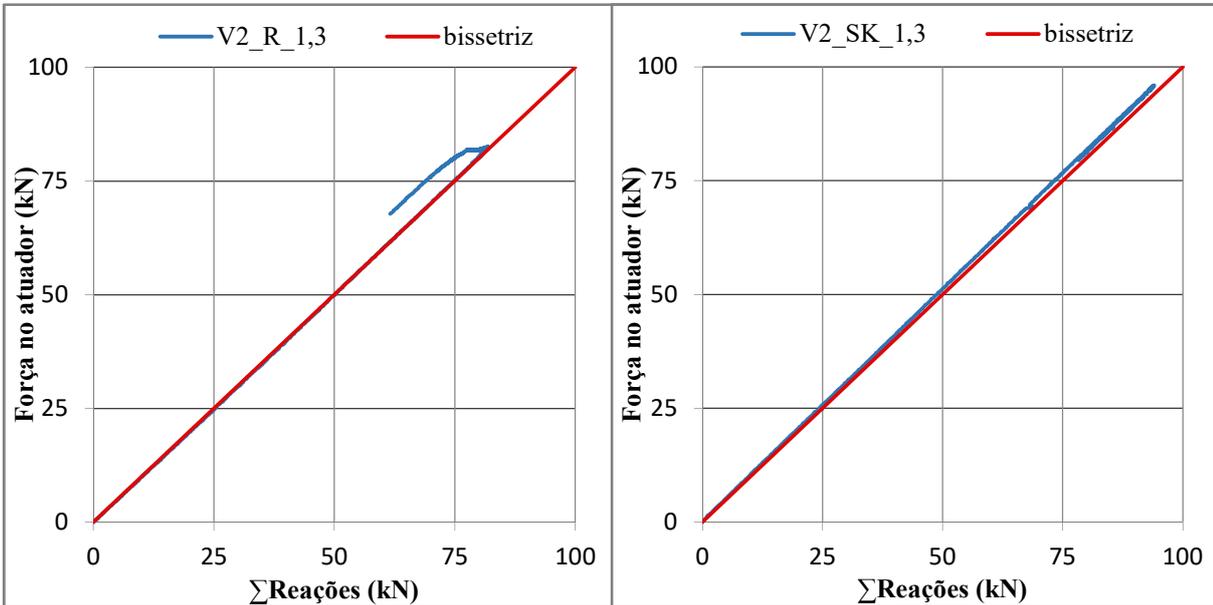


Figura A.2.1: Relação Força atuador -  $\Sigma$  Forças de reação (Vigas  $\rho = 1,30\%$ )

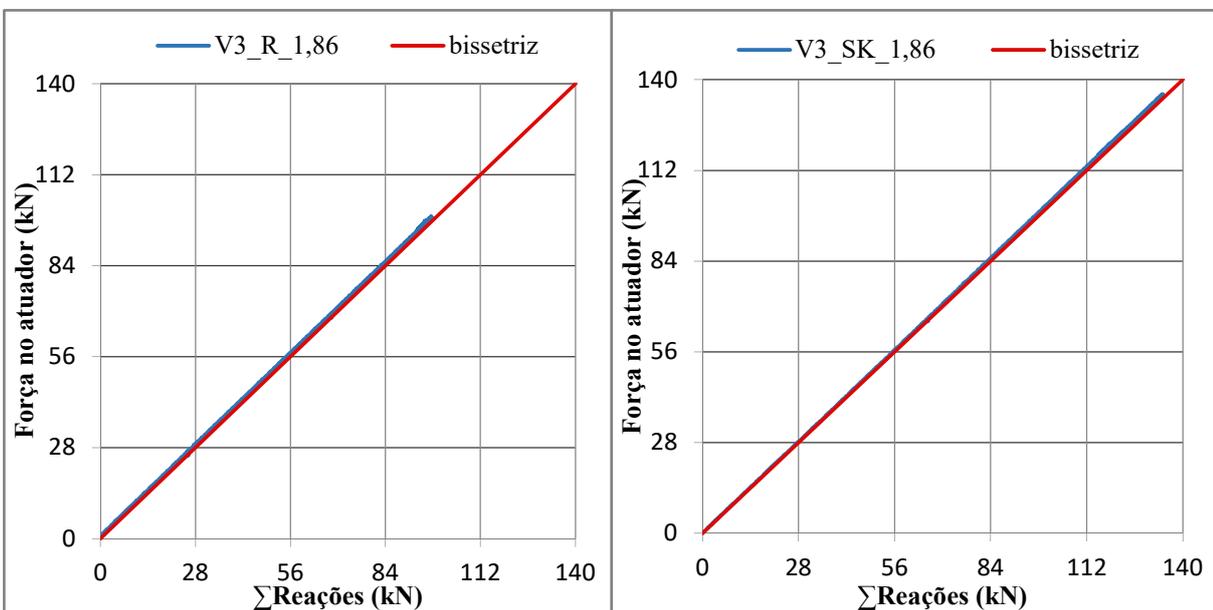


Figura A.2.2: Relação Força atuador -  $\Sigma$  Forças de reação (Vigas  $\rho = 1,86\%$ )

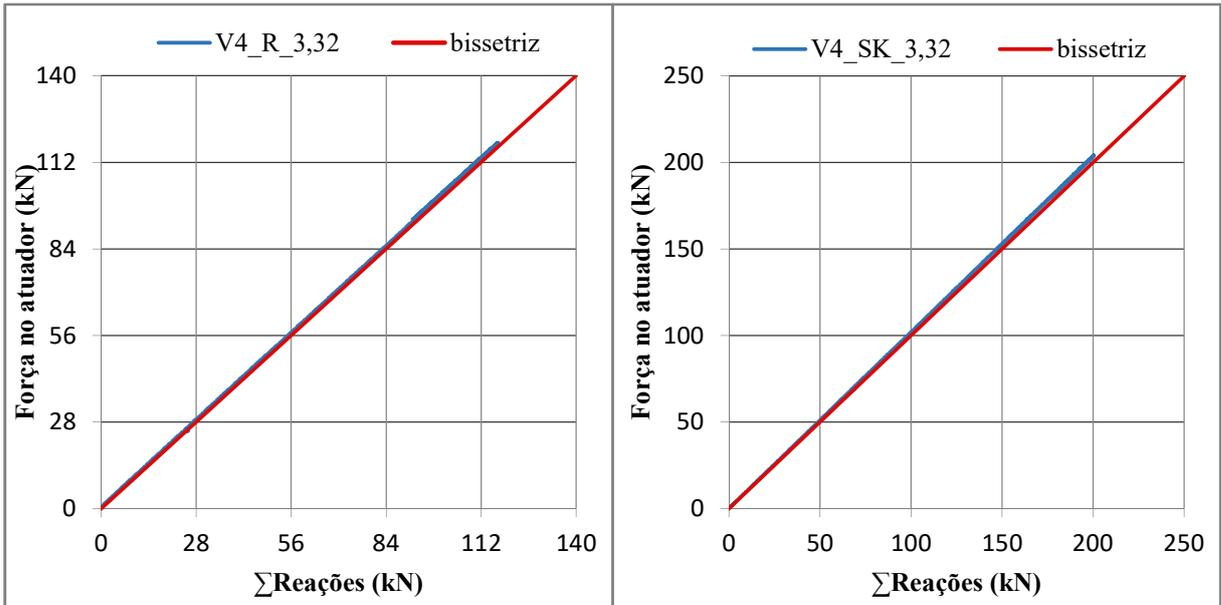


Figura A.2.3: Relação Força atuador - Σ Forças de reação (Vigas  $\rho = 3,32\%$ )

### A.3. Relação do deslocamento do LVDT a meio vão - atuador

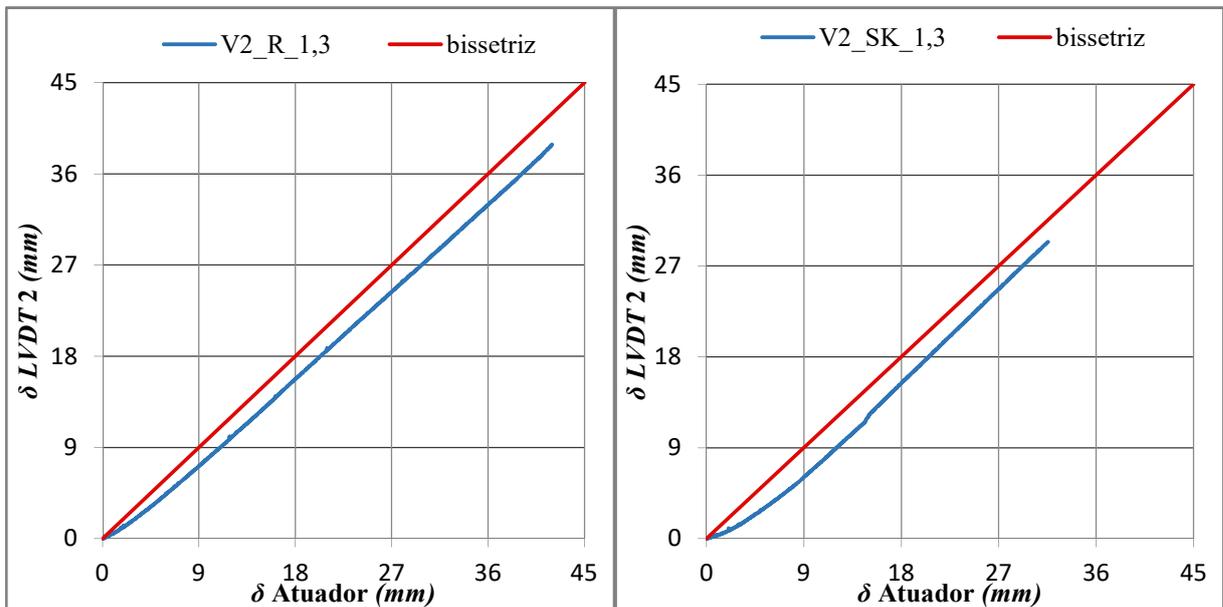


Figura A.3.1: Relação deslocamento do LVDT a meio vão – atuador (Vigas  $\rho = 1,30\%$ )

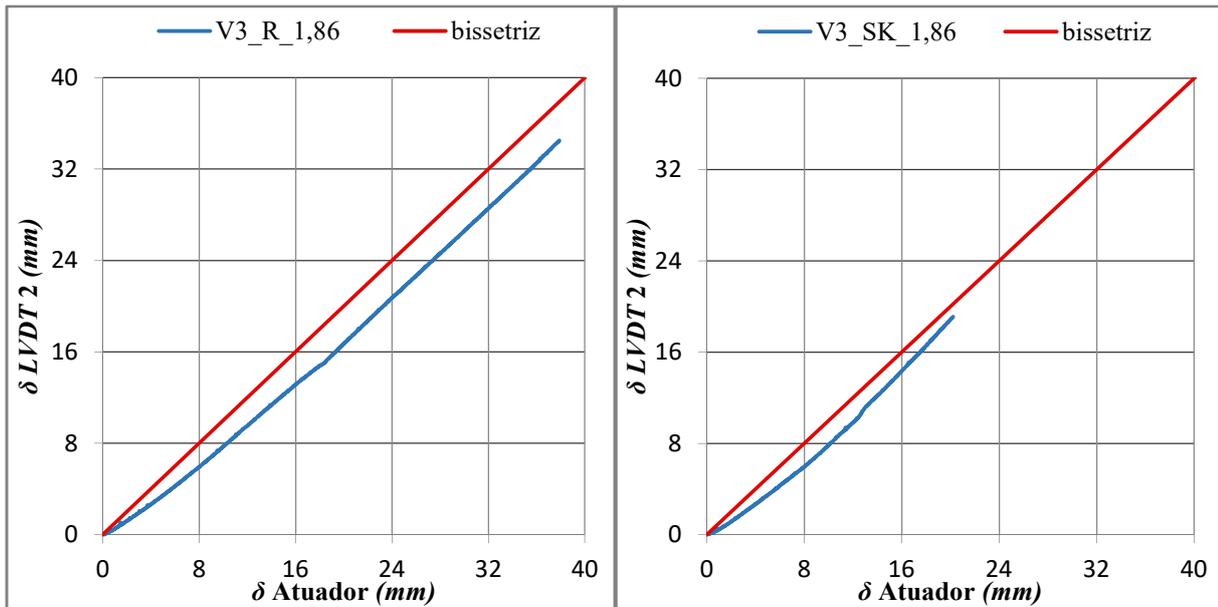


Figura A.3.2: Relação deslocamento do *LVDT* a meio vão - atuador (Vigas  $\rho = 1,86\%$ )

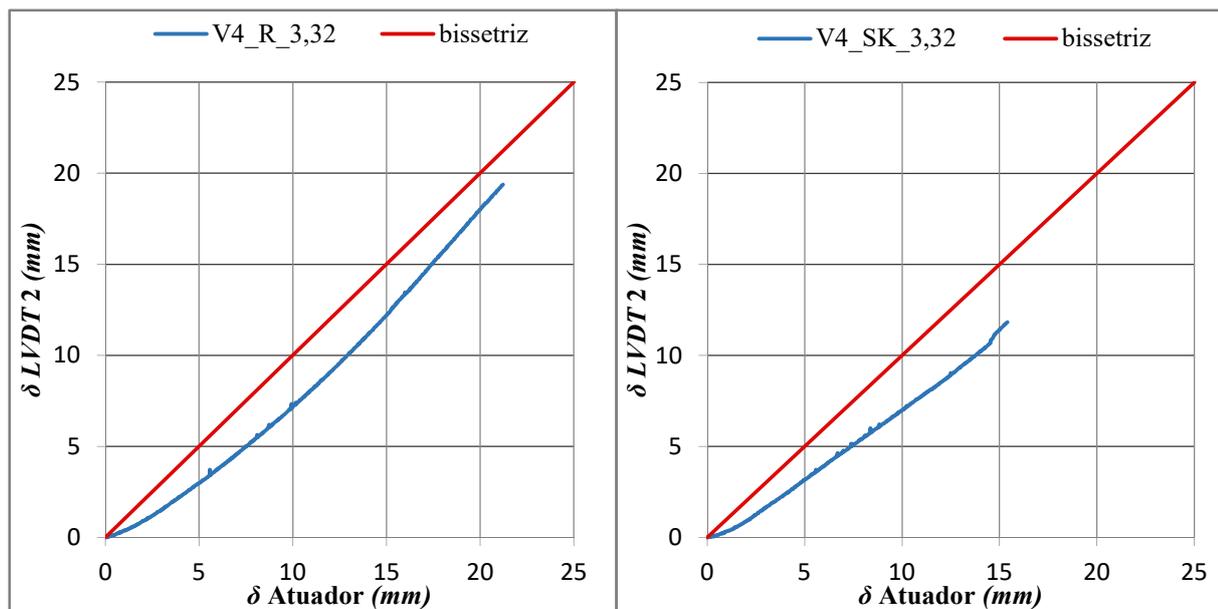
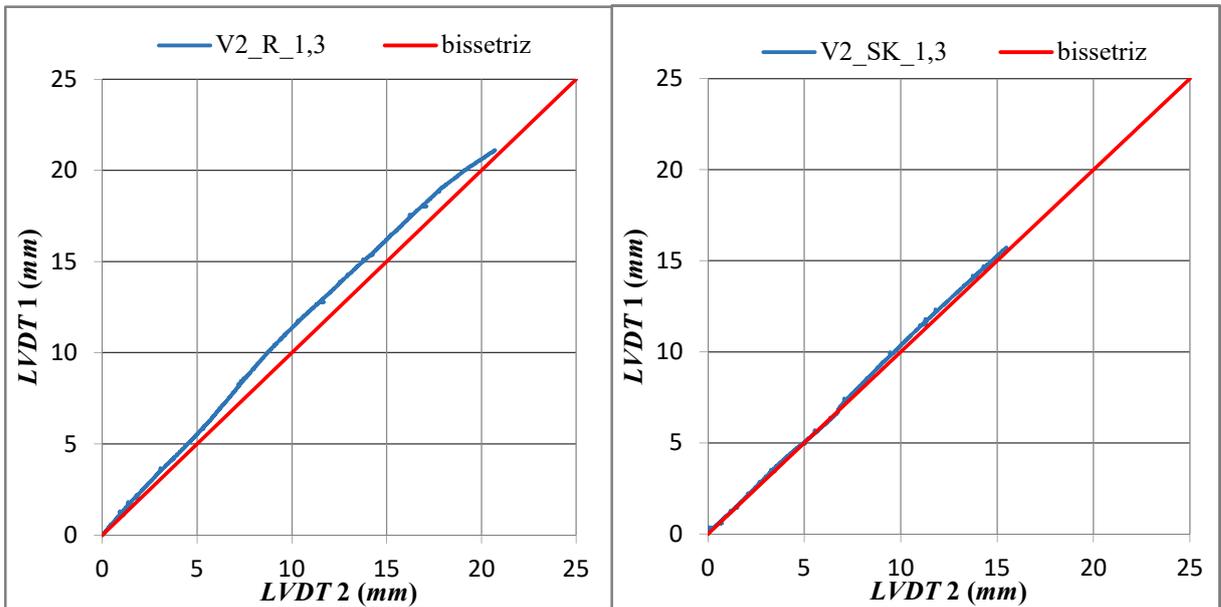
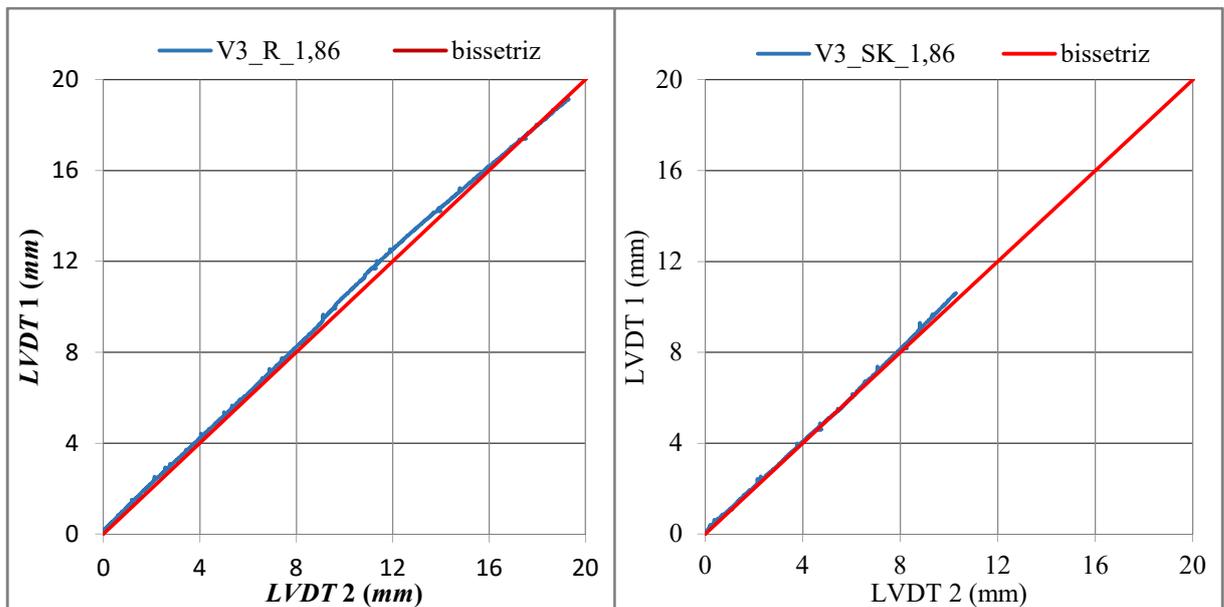


Figura A.3.3: Relação deslocamento do *LVDT* a meio vão - atuador (Vigas  $\rho = 3,32\%$ )

**A.4. Relação do deslocamento dos LVDTs verticais**Figura A.4.1: Relação deslocamento dos LVDTs verticais (Vigas  $\rho = 1,30\%$ )Figura A.4.2: Relação deslocamento dos LVDTs verticais (Vigas  $\rho = 1,86\%$ )

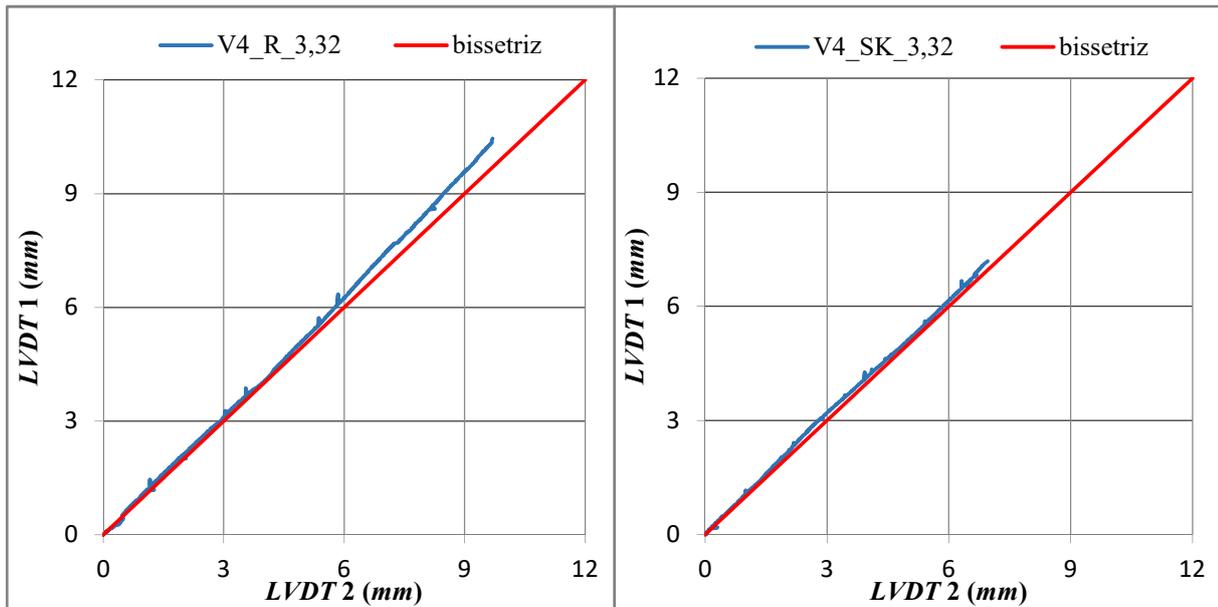
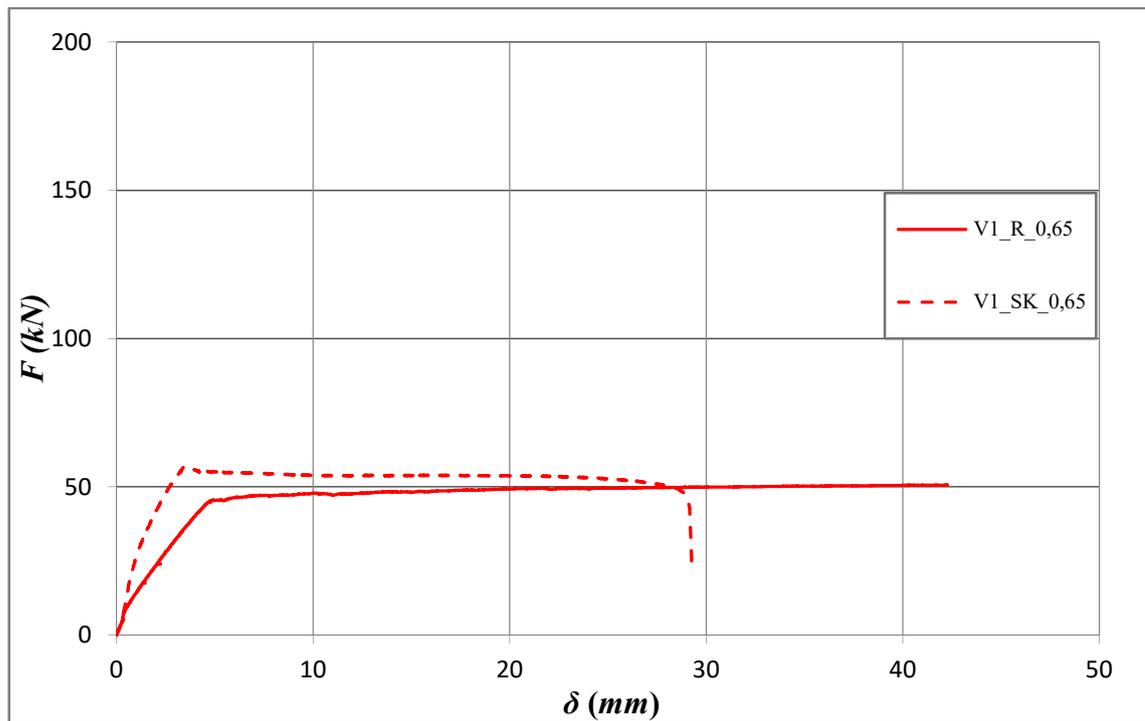
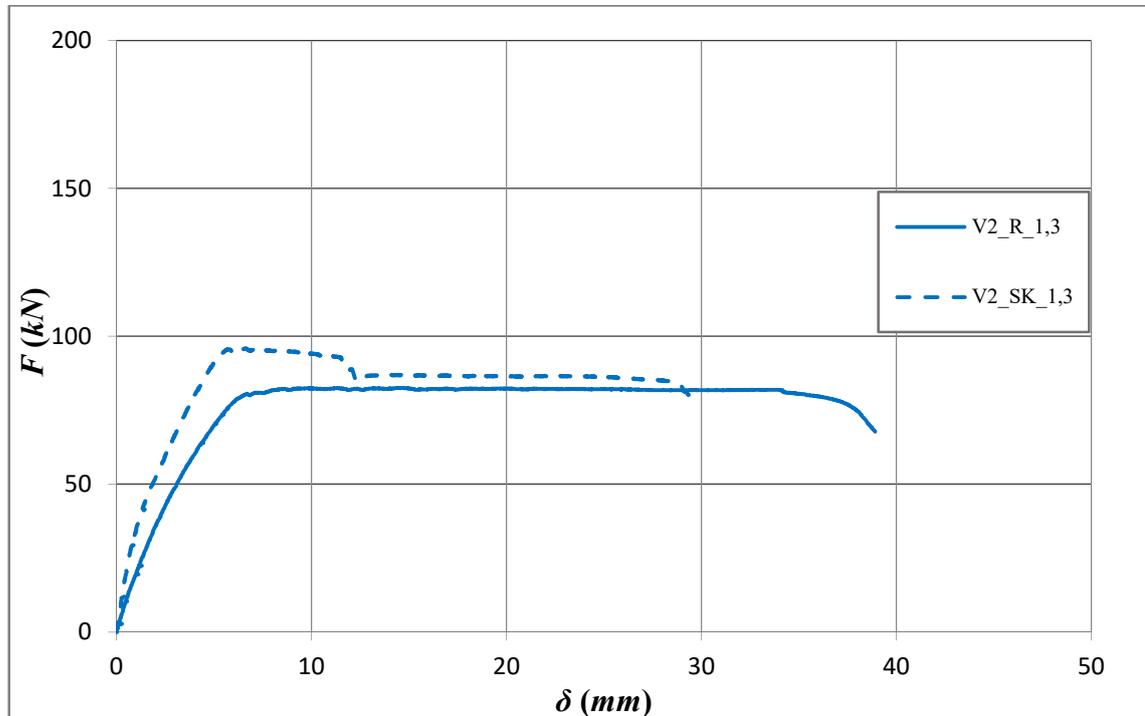


Figura A.4.3: Relação deslocamento dos *LVDT*s verticais (Vigas  $\rho = 3,32\%$ )

## ANEXO B - Relação Carga-Deslocamento

Figura B.1: Diagramas carga-deslocamento das vigas com  $\rho = 0,65\%$ Figura B.2: Diagramas carga-deslocamento das vigas com  $\rho = 1,30\%$

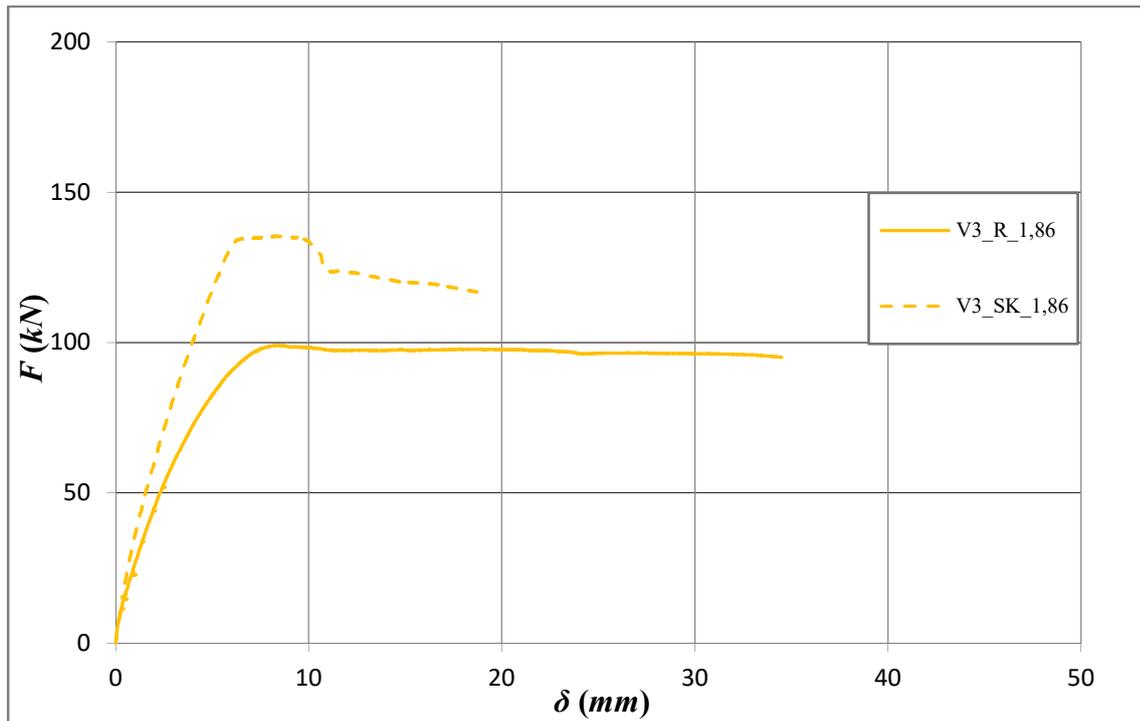


Figura B.3: Diagramas carga-deslocamento das vigas com  $\rho = 1,86\%$

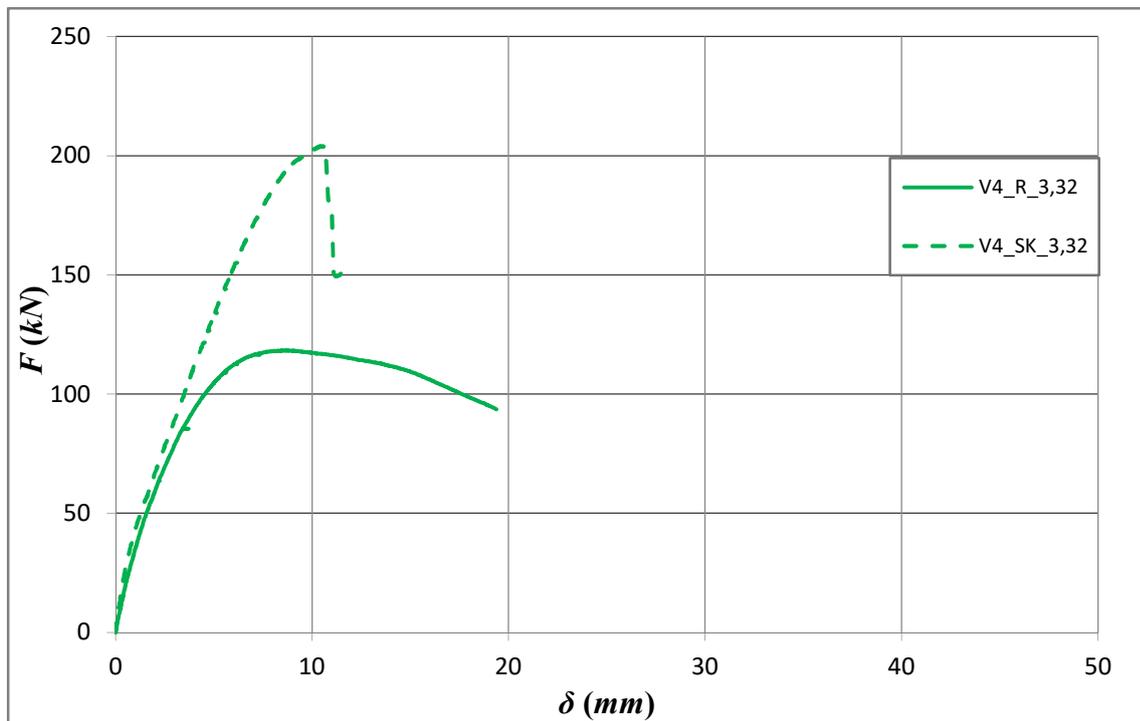


Figura B.4: Diagramas carga-deslocamento das vigas com  $\rho = 3,32\%$

## ANEXO C – Cálculo do $M_{teo}$

### C.1. $M_{teo}$ – Vigas de referência

A determinação do valor de  $M_{teo}$  das vigas de referência foi feita de acordo com uma distribuição retangular equivalente de tensões de compressão, apresentado na Figura C.1.1, segundo o procedimento preconizado no *EC2*, como simplificação do diagrama real.

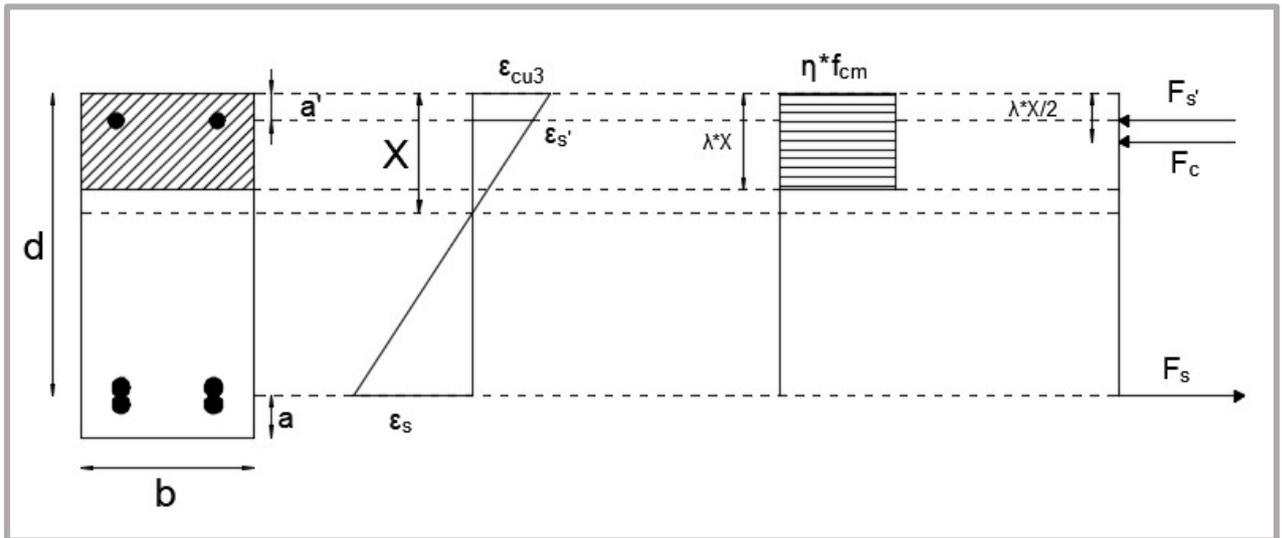


Figura C.1.1: Distribuição de tensões para cálculo do  $M_{teo}$  – vigas de referência

Deste modo, o  $M_{teo}$  foi calculado através da Expressão C.1:

$$M_{teo} (kN.m) = F'_s * (d - a') + F_c * \left( d - \frac{\lambda * x}{2} \right) \quad (C.1)$$

Tendo por base os valores parcelares das Expressões C.2 a C.12:

$$\varepsilon_{cu3} (\%) = 3,5 \text{ se } f_{cm,cil} < 50 \text{ MPa} \quad (C.2)$$

$$\varepsilon_{cu3} (\%) = 2,6 + 3,5 * \left( \frac{90 - f_{cm,cil}}{100} \right)^4 \text{ se } f_{cm,cil} \geq 50 \text{ MPa} \quad (C.3)$$

$$\lambda = 0,8 \text{ se } f_{cm,cil} \leq 50 \text{ MPa} \quad (C.4)$$

$$\lambda = 0,8 - \left( \frac{f_{cm,cil} - 50}{400} \right) \text{ se } 50 < f_{cm,cil} \leq 90 \text{ MPa} \quad (C.5)$$

$$\eta = 1,0 \text{ se } f_{cm,cil} \leq 50 \text{ MPa} \quad (C.6)$$

$$\eta = 1,0 - \left(\frac{f_{cm,cil}-50}{200}\right) \text{ se } 50 < f_{cm,cil} \leq 90 \text{ MPa} \quad (C.7)$$

$$\varepsilon_{sy}(\%) = \frac{f_{sy}}{E_s * 10^3} * 10^3 \quad (C.8)$$

$$\varepsilon'_s(\%) = \frac{(x - a') * \varepsilon_{cu3}}{x} \quad (C.9)$$

$$F'_s(\text{kN}) = E_s * 10^6 * \varepsilon'_s * 10^{-3} * A'_s \quad \text{se } \varepsilon'_s < \varepsilon_{sy} \quad (C.10)$$

$$F'_s(\text{kN}) = f_{sy} * 10^3 * A'_s \quad \text{se } \varepsilon'_s > \varepsilon_{sy} \quad (C.11)$$

$$F_c(\text{kN}) = b * \lambda * x * \eta * f_{cm,cil} * 10^3 \quad (C.12)$$

O valor de  $x$  foi determinado através de um processo iterativo até obter uma igualdade da Expressão F.13.

$$F_c + F'_s = F_s \quad (C.13)$$

Com,

$$F_s(\text{kN}) = f_{sy} * 10^3 * A_s \quad (C.14)$$

Para a viga com a armadura de tração de  $4\varnothing 16$  ( $A_s=8,04 \text{ cm}^2$ ;  $\rho = 3,32 \%$ ), por possuir uma grande taxa de armadura, assume-se que esta não entra em cedência, pelo que,

$$F_s(\text{kN}) = E_s * 10^6 * \frac{(d - x) * \varepsilon_{cu3} * 10^{-3}}{x} * A_s \quad (C.15)$$



O cálculo do valor característico da tensão máxima residual das fibras,  $f_{Fu}$ , foi determinado segundo *Model Code 2010*, seguindo o modelo linear, através das Expressões C.20 e C.21:

$$f_{Fts} = 0,45f_{R1} \quad (C.20)$$

$$f_{Ftu} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0,5f_{R3} + 0,2f_{R1}) \geq 0 \quad (C.21)$$

*Legenda:*  $F_s'$  – força na armadura comprimida ( $kN$ );  $d$  – altura útil da secção ( $m$ );  $a'$  – distância entre a armadura comprimida e a face superior da secção ( $m$ );  $F_c$  – força no betão LBC ( $kN$ );  $\lambda$  e  $\eta$  – coeficientes (EC2);  $\varepsilon_{cu3}$  – extensão última do betão (EC2) (%);  $f_{cm,cil}$  – valor médio de rotura do betão à compressão (cilindros) ( $MPa$ );  $\varepsilon_{sy}$  – valor da extensão de cedência do aço (%);  $f_{sy}$  – valor da tensão de cedência do aço ( $MPa$ );  $E_s$  – valor do módulo de elasticidade do aço ( $GPa$ );  $\varepsilon_s'$  – valor da extensão do aço da armadura comprimida (%);  $x$  – profundidade do eixo neutro ( $m$ );  $A_s'$  – área de aço da armadura comprimida ( $m^2$ );  $b$  – largura da secção ( $m$ );  $F_s$  – força na armadura tracionada ( $kN$ );  $A_s$  – área de aço da armadura tracionada ( $m^2$ );  $a$  – distância entre a armadura tracionada e a face inferior da secção ( $m$ );  $c$  – recobrimento da secção ( $m$ );  $F_{c,SK}$  – força no betão do recobrimento (*superskin*) comprimido ( $kN$ );  $F_{c,SK,l}$  – força no betão do recobrimento (*superskin*) tracionado das laterais da secção ( $kN$ );  $F_{c,SK,b}$  – força no betão do recobrimento (*superskin*) tracionado da base da secção ( $kN$ );  $h$  – altura da secção;  $f_{Fu}$  – tensão residual máxima das fibras ( $MPa$ );  $f_{Fts}$  – tensão residual de serviço das fibras ( $MPa$ );  $w_u$  – valor máximo de abertura das fendas, aceite no dimensionamento estrutural;  $f_{R1}$  – tensão residual do betão reforçado com fibras, significativa para condições de serviço;  $f_{R3}$  – tensão residual do betão reforçado com fibras, significativa para condições últimas.

## ANEXO D – Determinação da curvatura experimental

### Método 1

A curvatura na região crítica da viga, na zona dos momentos máximos, foi determinada através dos transdutores de deslocamentos horizontais (Figura E.1).

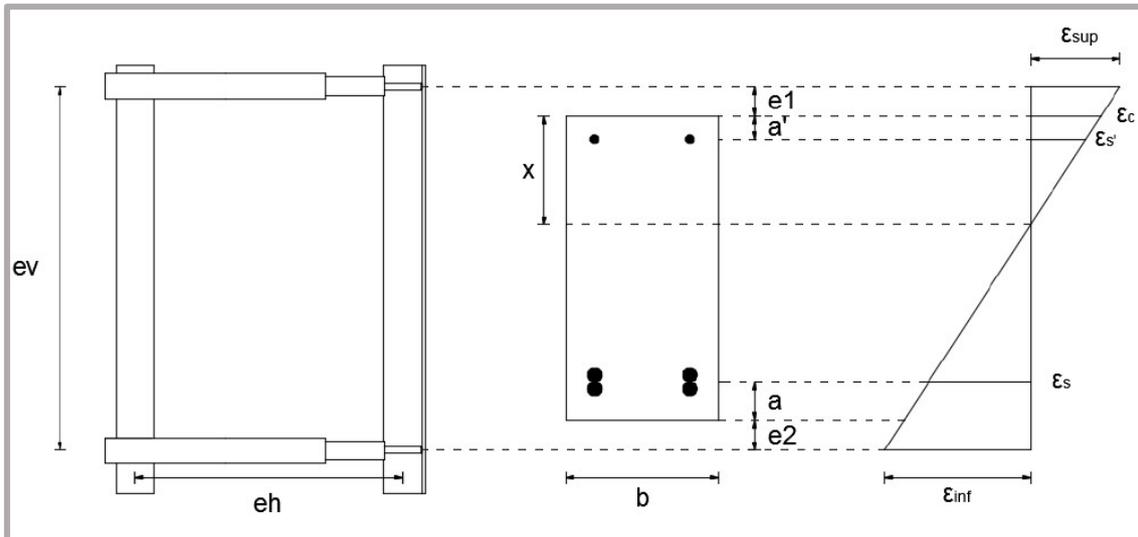


Figura D.1: Esquema para cálculo da curvatura (Método 1)

Para o cálculo dos valores de curvatura considerou-se:

$$\frac{1}{r} (m^{-1}) = \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d} \quad (D.1)$$

Mas, na verdade, a curvatura também pode ser calculada da seguinte forma:

$$\frac{1}{r} (m^{-1}) = \frac{|\varepsilon_{sup}| + |\varepsilon_{inf}|}{ev} \quad (D.2)$$

Em que,

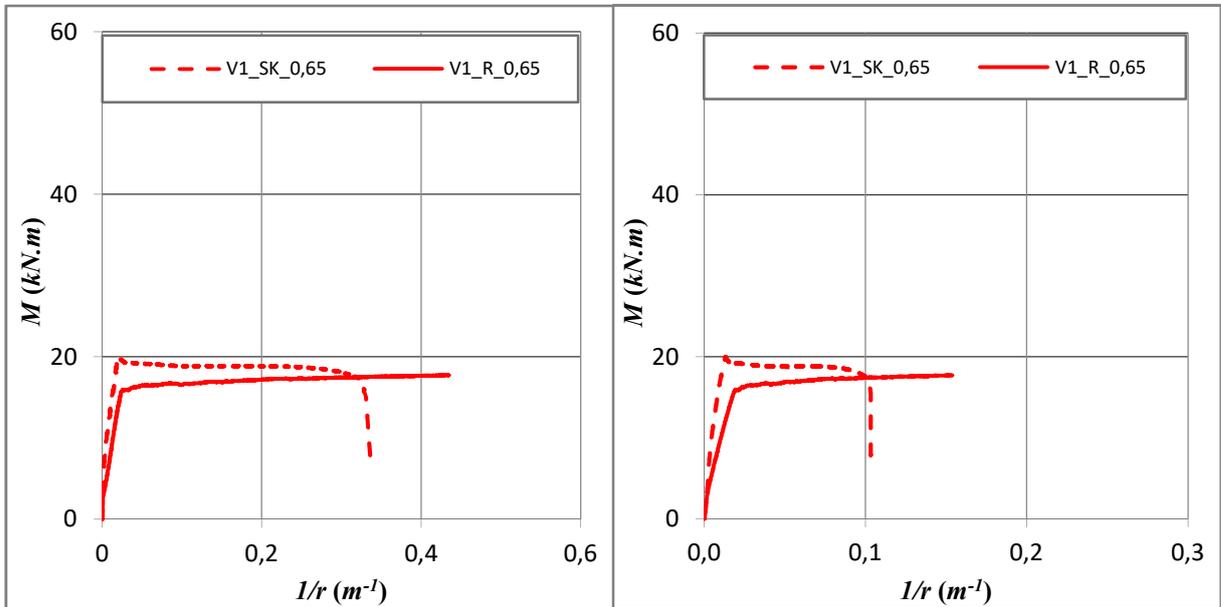
$$\varepsilon_{sup} = \frac{\varepsilon_{lvd,t,s}}{eh * 10^3} \quad (D.3)$$

$$\varepsilon_{inf} = \frac{\varepsilon_{lvd,t,i}}{eh * 10^3} \quad (D.4)$$

*Legenda:*  $1/r$  – curvatura da secção ( $m^{-1}$ );  $\varepsilon_c$  – valor da extensão no betão;  $\varepsilon_s$  – valor da extensão na armadura tracionada;  $d$  – altura útil da secção ( $m$ );  $\varepsilon_{sup}$  – valor da extensão superior;  $\varepsilon_{inf}$  – valor da extensão inferior;  $\varepsilon_{lvd,t,s}$  – valor da extensão medida no LVDT horizontal superior ( $mm$ );  $\varepsilon_{lvd,t,i}$  – valor da extensão medida no LVDT horizontal inferior ( $mm$ );  $e_h$  – comprimento medido na horizontal, dos LVDTs horizontais ( $m$ ).

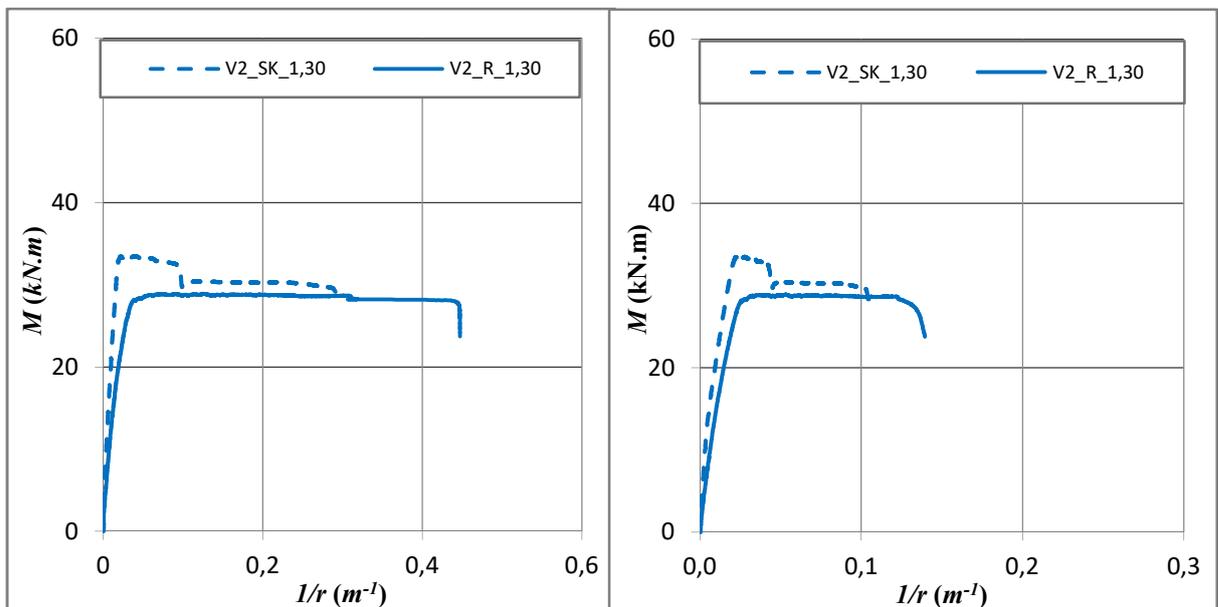
## ANEXO E – Relação $M - 1/r$

Nas Figuras E.1 a E.4 apresentam-se os diagramas  $M-1/r$  para cada taxa de armadura e para os dois métodos de cálculo da curvatura, dos ensaios de flexão das vigas de referência e das vigas com *superskin*.



a)Curvatura método 1

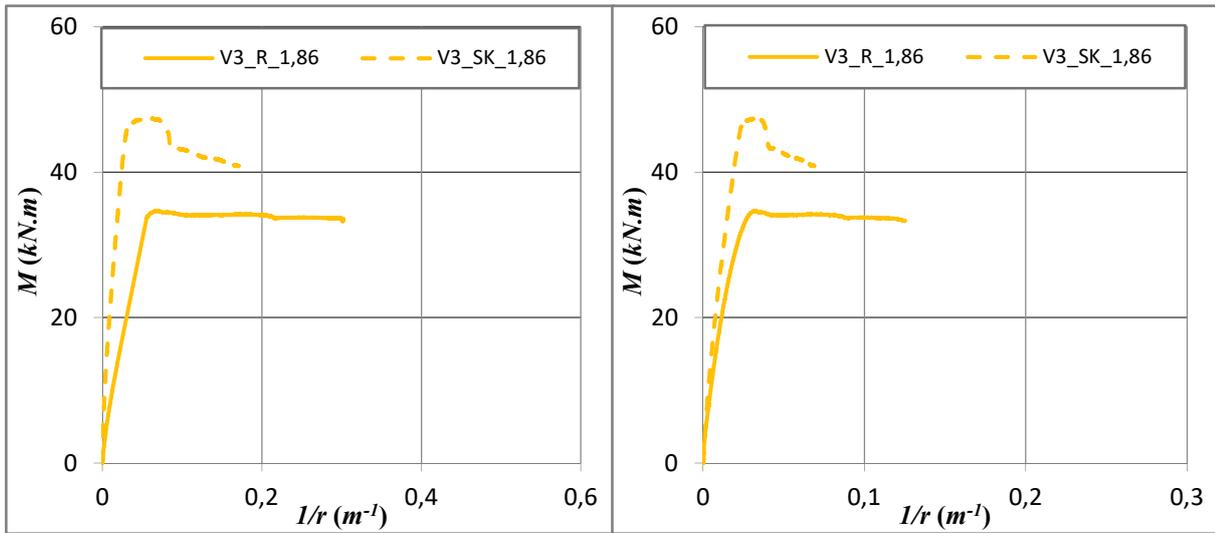
b)Curvatura método 2

Figura E.1: Relação  $M - 1/r$  para taxa de armadura  $\rho = 0,65\%$ 

a)Curvatura método 1

b)Curvatura método 2

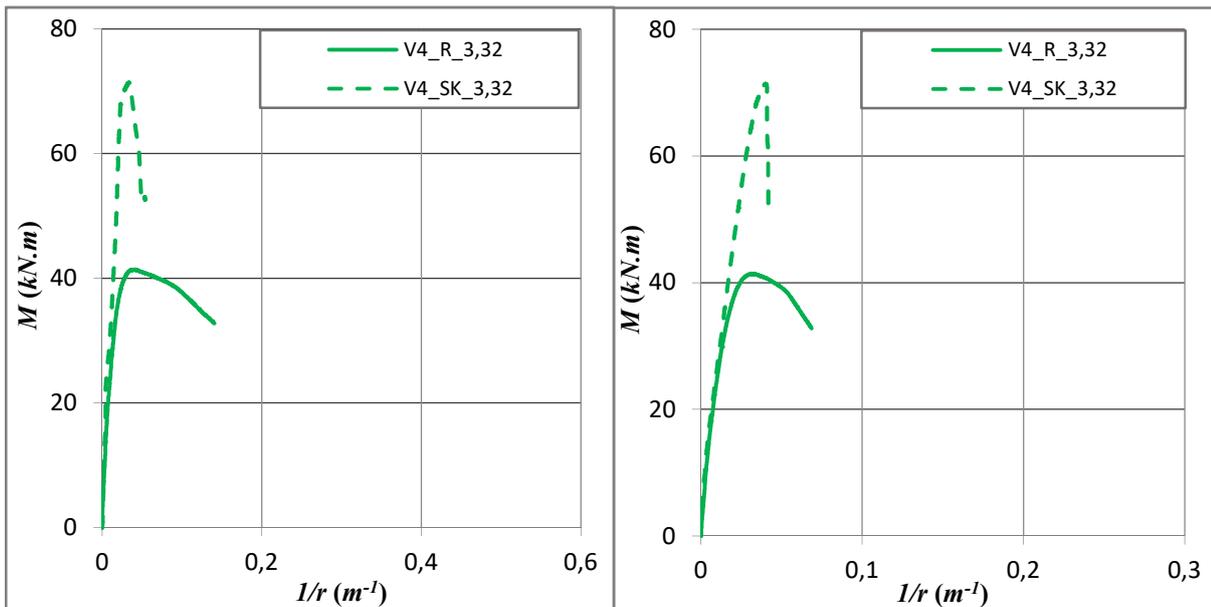
Figura E.2: Relação  $M - 1/r$  para taxa de armadura  $\rho = 1,30\%$



a)Curvatura método 1

b)Curvatura método 2

Figura E.3: Relação  $M - 1/r$  para taxa de armadura  $\rho = 1,86\%$



a)Curvatura método 1

b)Curvatura método 2

Figura E.4: Relação  $M - 1/r$  para taxa de armadura  $\rho = 3,32\%$

## ANEXO F – Cálculo do $EI_{I,teo}$ e do $EI_{II,teo}$

O cálculo da rigidez teórica realiza-se de forma semelhante para todas as vigas, com algumas diferenças nas vigas com *superskin*.

### F.1. Vigas de referência

#### Rigidez “Estado I”

A previsão do valor da rigidez para o “Estado I” ( $EI_{I,teo}$ ) foi feita considerando a secção de betão homogeneizada.

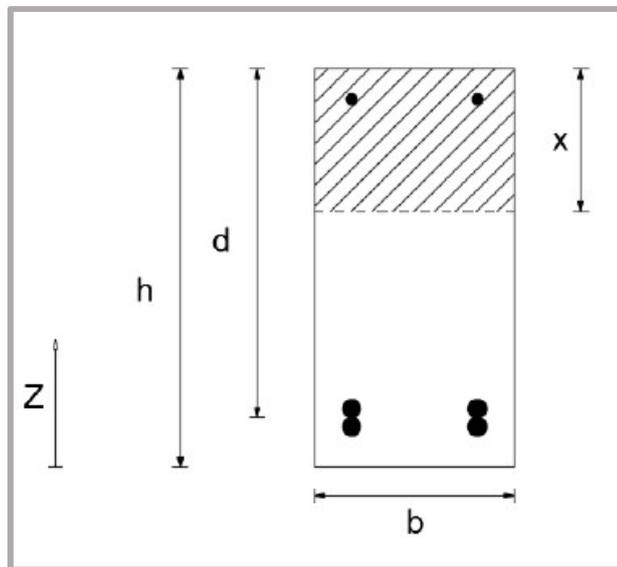


Figura F.1.1: Esquema para o cálculo da inércia da viga de referência

O cálculo do valor de  $EI_{I,teo}$  baseou-se na informação da Figura F.1.1 e nas seguintes expressões:

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{c,LBC}} \quad (F.1)$$

$$A_{bet\tilde{a}o}(m^2) = b * h \quad (F.2)$$

$$A_{s,homo.}(m^2) = \alpha * A_s \quad (F.3)$$

$$A_{s,homog.}'(m^2) = \alpha * A_s' \quad (F.4)$$

$$Z_G(m) = \frac{A_{bet\tilde{a}o} * Z_{bet\tilde{a}o} + A_{s,homog.} * Z_{A_s} + A_{s,homog.}' * Z_{A_s}'}{A_{bet\tilde{a}o} + A_{s,homog.} + A_{s,homog.}'} \quad (F.5)$$

$$I_{bet\tilde{a}o}(m^4) = \frac{b * h^3}{12} + A_{bet\tilde{a}o} * (Z_{bet\tilde{a}o} - Z_G)^2 \quad (F.6)$$

$$I_{As} (m^4) = A_{As,homog.} * (Z_{As} - Z_G)^2 \quad (F.7)$$

$$I_{As'}(m^4) = A_{As',hom.} * (Z_{As'} - Z_G)^2 \quad (F.8)$$

$$I_{total}(m^4) = I_{betão} + I_{As} + I_{As'} \quad (F.9)$$

$$EI_{I,teo}(kN.m^2) = E_c * I_{total} \quad (F.10)$$

### Rigidez “Estado II”

O primeiro passo para a previsão da rigidez para o “Estado II” ( $EI_{II,teo}$ ), com homogeneização, consiste em determinar a posição do eixo neutro em fase fendilhada,  $x$ . Estes valores de  $x$  foram calculados no Subcapítulo 4.2.2.1.

Os restantes passos estão a seguir representados:

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{c,LBC}} \quad (F.11)$$

$$A_{betão}(m^2) = b * x \quad (F.12)$$

$$A_{s,homo.}(m^2) = \alpha_1 * A_s \quad (F.13)$$

$$A_{s,homo'}(m^2) = \alpha_1 * A_{s'} \quad (F.14)$$

$$I_{betão} = \frac{b * x^3}{12} + A_{betão} * \left(\frac{x}{2} - x\right)^2 \quad (F.15)$$

$$I_{As} = A_{s,homo.} * (d - x)^2 \quad (F.16)$$

$$I_{As'} = A_{s',homog.} * (x - a')^2 \quad (F.17)$$

$$I_{total} = I_{betão} + I_{As} + I_{As'} \quad (F.18)$$

$$EI_{II,teo}(kN.m^2) = E_c * I_{total} \quad (F.19)$$

## F.2. Vigas com *superskin*

### Rigidez “Estado I”

A previsão do valor da rigidez para o “Estado I” ( $EI_{I,teo}$ ) foi feita considerando, igualmente ao anterior, a secção de betão homogeneizada.

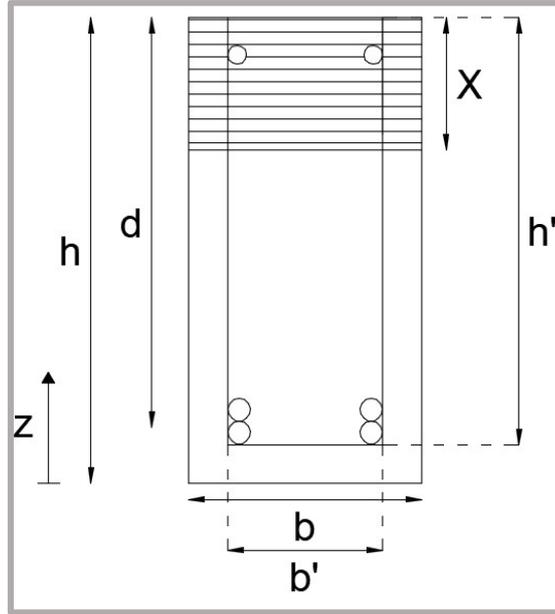


Figura F.2.1: Esquema para o cálculo da inércia da viga com *superskin*

O cálculo do valor de  $EI_{I,teo}$  baseou-se na informação da Figura G.1 e nas seguintes expressões:

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{c,LBC}} \quad (F.20)$$

$$\alpha_2 = \frac{E_{c,UHDC}}{E_{c,LBC}} \quad (F.21)$$

$$A_{núcleo}(m^2) = b' * h' \quad (F.22)$$

$$A_{sk,homog.}(m^2) = \alpha_2 * (2 * h * c + b' * c) \quad (F.23)$$

$$A_{s,homog.}(m^2) = \alpha_1 * A_s \quad (F.24)$$

$$A_{s',homog.}(m^2) = \alpha_1 * A_{s'} \quad (F.25)$$

$$Z_G = \frac{A_{núcleo} * Z_{núcleo} + A_{s,homog.} * Z_{As} + A_{s',homog.} * Z_{As'} + A_{sk,homog.} * Z_{sk}}{A_{núcleo} + A_{s,homog.} + A_{s',homog.} + A_{sk,homog.}} \quad (F.26)$$

$$I_{núcleo} = \frac{b' * h'^3}{12} + A_{núcleo} * (Z_{núcleo} - Z_G)^2 \quad (F.27)$$

$$I_{A_s} = A_{s,homog.} * (Z_{A_s} - Z_G)^2 \quad (F.28)$$

$$I_{A_{s'}} = A_{s',homog.} * (Z_{A_{s'}} - Z_G)^2 \quad (F.29)$$

$$I_{sk} = \alpha_2 * \left( 2 * \left( \frac{c * h^3}{12} + h * c * \left( \frac{h}{2} - Z_G \right)^2 \right) + \left( \frac{b' * c^3}{12} + b' * c * \left( Z_G - \frac{c}{2} \right)^2 \right) \right) \quad (F.30)$$

$$I_{total} = I_{núcleo} + I_{A_s} + I_{A_{s'}} + I_{sk} \quad (F.31)$$

$$EI_{I,teo}(kN.m^2) = E_{c,LBC} * I_{total} \quad (F.32)$$

### Rigidez “Estado II”

O primeiro passo para a previsão da rigidez para o “Estado II” ( $EI_{II,teo}$ ), com homogeneização, consiste em determinar a posição do eixo neutro em fase fendilhada,  $x$ . Estes valores de  $x$  foram calculados no Subcapítulo 4.2.2.1.

Os restantes passos estão a seguir representados:

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{c,LBC}} \quad (F.33)$$

$$\alpha_2 = \frac{E_{c,UHDC}}{E_{c,LBC}} \quad (F.34)$$

$$A_{núcleo}(m^2) = b' * x \quad (F.35)$$

$$A_{sk,homog.}(m^2) = \alpha_2 * (2 * x * c) \quad (F.36)$$

$$A_{s,homog.}(m^2) = \alpha_1 * A_s \quad (F.37)$$

$$A_{s',homog.}(m^2) = \alpha_1 * A_{s'} \quad (F.38)$$

$$I_{núcleo} = \frac{b' * x^3}{12} + A_{núcleo} * \left( \frac{x}{2} - x \right)^2 \quad (F.39)$$

$$I_{A_s} = A_{s,homog.} * (d - x)^2 \quad (F.40)$$

$$I_{A_{s'}} = A_{s',homog.} * (x - a')^2 \quad (F.41)$$

$$I_{sk} = \alpha_2 * \left( 2 * \left( \frac{c * x^3}{12} + c * x * \left( \frac{x}{2} - x \right)^2 \right) \right) \quad (F.42)$$

$$I_{total} = I_{núcleo} + I_{A_s} + I_{A_{s'}} + I_{sk} \quad (F.43)$$

$$EI_{II,teo} (kN.m^2) = E_{c,LBC} * I_{total} \quad (F.44)$$

*Legenda:*  $\alpha_1, \alpha_2$  – coeficientes de homogeneização;  $E_s$  – valor do módulo de elasticidade do aço (GPa);  $E_{c,LBC}$  – valor do módulo de elasticidade do betão LBC (GPa);  $E_{c,UHDC}$  – valor do módulo de elasticidade do betão UHDC (GPa);  $A_{betão}$  – área do betão nas vigas de referência ( $m^2$ );  $b, b'$  – largura da secção (m);  $h, h'$  – altura da secção (m);  $A_{s,homog.}$  – Área de aço da armadura tracionada homogeneizada ( $m^2$ );  $A_s$  – área de aço da armadura tracionada ( $m^2$ );  $A_{s,homog}'$  – área de aço da armadura comprimida homogeneizada ( $m^2$ );  $A_{s'}$  – área de aço da armadura comprimida ( $m^2$ );  $Z_G$  – centro de inércia da secção (m);  $Z_{betão}$  – distância entre a base da secção e o centro da zona de betão considerada (vigas de referência) (m);  $Z_{A_s}$  – distância entre a base da secção e o centro das armaduras tracionadas (m);  $Z_{A_{s'}}$  – distância entre a base da secção e o centro das armaduras comprimidas (m);  $I_{betão}$  – inércia do betão relativamente ao centro de gravidade da secção (vigas de referência) ( $m^4$ );  $I_{A_s}$  – inércia das armaduras tracionadas relativamente ao centro de gravidade da secção ( $m^4$ );  $I_{A_{s'}}$  – inércia das armaduras comprimidas relativamente ao centro de gravidade da secção ( $m^4$ );  $I_{total}$  – inércia total ( $m^4$ );  $EI_{I,teo}$  – rigidez teórica da secção para o “Estado I” ( $kN.m^2$ );  $x$  – posição do eixo neutro (m);  $A_{núcleo}$  – área do betão do núcleo (LBC) nas vigas com *superskin* ( $m^2$ );  $A_{sk,homog.}$  – Área do betão do recobrimento (UHDC) homogeneizada das vigas com *superskin* ( $m^2$ );  $c$  – recobrimento das vigas com *superskin* (m);  $Z_{núcleo}$  – distância entre a base da secção e o centro da zona do betão do núcleo (LBC) nas vigas com *superskin* (m);  $Z_{sk}$  – distância entre a base da secção e o centro da zona do betão do recobrimento (UHDC) nas vigas com *superskin* (m);  $I_{núcleo}$  – inércia do betão do núcleo relativamente ao centro de gravidade da secção (vigas com *superskin*) ( $m^4$ );  $I_{sk}$  – inércia do betão do recobrimento relativamente ao centro de gravidade da secção (vigas com *superskin*) ( $m^4$ );  $EI_{II,teo}$  – rigidez teórica da secção para o “Estado II” ( $kN.m^2$ );  $a'$  – distância entre a armadura comprimida e a face superior da secção/viga;  $d$  – altura útil da secção.



