



Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

Vigas de Grande Vão Prefabricadas em Betão de Alta Resistência Pré-Esforçado.

Viabilidade, Dimensionamento, Fabrico e Comportamento

Paulo Alexandre Lopes Fernandes

Tese apresentada para a obtenção do grau de Doutor
em Engenharia Civil na Especialidade de Estruturas
pela Universidade de Coimbra
Coimbra 2005

Trabalho realizado com o apoio do Programa PRODEP III – Medida 5 – Acção 5.3
(Código de Projecto 1.065.006/2001)



Universidade de Coimbra
Departamento de Engenharia Civil

Vigas de Grande Vão Prefabricadas em Betão de Alta Resistência Pré-Esforçado.

Viabilidade, Dimensionamento, Fabrico e Comportamento

Paulo Alexandre Lopes Fernandes

Doutoramento em Engenharia Civil

Especialização em Estruturas

Orientador: Eduardo Nuno Brito Santos Júlio
(Professor Auxiliar da FCTUC)

Co-Orientador: Paulo Maranhã Nunes Tiago
(Professor Auxiliar Convidado da FCTUC)

Tese apresentada para a obtenção do grau de Doutor
em Engenharia Civil na Especialidade de Estruturas
pela Universidade de Coimbra
Coimbra 2005

Trabalho realizado com o apoio do Programa PRODEP III – Medida 5 – Acção 5.3
(Código de Projecto 1.065.006/2001)

À memória do meu pai

À coragem da minha mãe

Ao carinho da Dora

Resumo

A prefabricação pesada em Portugal é, na sua grande maioria, constituída por um conjunto de produtos que pouca evolução conheceu nos últimos anos. Fabricados com betões que raramente ultrapassam a classe de resistência C40/50, carecem de uma abordagem mais actual.

O desenvolvimento da tecnologia do betão, o fabrico em Portugal de cimento Portland CEM I 52.5 R, a disponibilização pela industria química de superplastificantes de 3ª geração e de adições de elevado efeito pozolânico, são razões suficientes para se investigar a optimização das soluções existentes utilizando betões de elevado desempenho, conjugando elevada resistência mecânica e consistência.

O uso de betões com propriedades mecânicas e reológicas melhoradas reflecte-se num conjunto óbvio de vantagens técnico-económicas: a redução significativa das secções para os mesmos vãos e níveis de carregamento, contribuindo para a redução do volume de betão necessário; o incremento da produtividade graças à obtenção de resistências elevadas em idades jovens, potenciadoras de ciclos de fabricação mais rápidos, reduzindo ou mesmo eliminando a necessidade de cura por calor; a redução dos custos de mão-de-obra e dos riscos de doenças profissionais pelo ruído devido à redução da necessidade de vibração do betão.

Pelas razões apontadas, propôs-se um estudo à empresa de prefabricação Prégaia, com o objectivo de contribuir para o desenvolvimento deste sector da construção civil.

Numa primeira fase, desenvolveu-se um betão de alta resistência ($f_{cm} \approx 120 \text{ MPa}$) e consistência elevada (S5 de acordo com NP EN 206-1:2005), tecnicamente viável, recorrendo exclusivamente aos materiais correntes na instalação industrial.

De seguida, caracterizaram-se as principais propriedades mecânicas desse betão, nomeadamente a resistência à compressão, módulo de elasticidade, retracção e fluência, em ensaios experimentais realizados ao longo de um ano.

Posteriormente, fabricaram-se à escala $\frac{1}{2}$ quatro vigas de grande vão (40 m) pré-esforçadas, com uma esbelteza (altura/vão) de 1/40. Passados 4 meses, duas destas vigas foram submetidas a ensaios de rotura. Por fim, realizaram-se ensaios de comportamento diferido com as restantes

vigas.

Concluiu-se que: (1) é possível a produção industrial de um betão de alta resistência e elevada consistência utilizando constituintes correntes na indústria de prefabricação; (2) esse betão é adequado à prefabricação de vigas esbeltas de grande vão pré-esforçadas; (3) as vigas de grande vão prefabricadas em betão de alta resistência representam uma evolução relativamente às soluções tradicionais.

Abstract

Nowadays, the Portuguese precast concrete industry offers a reduced set of pre-stressed long span beams. Given the low profit of this industry, a research policy is inexistent and, consequently, these beams are conservatively produced with concrete seldom reaching 40 *MPa* of compressive strength.

The recent improvements in concrete technology, namely the production of cement Portland CEM I 52.5 R, the development of third generation super-plasticizers, and the commercialization of additions with high pozzolanic properties, are enough reasons to justify the study of new solutions, using high performance concretes. Both high mechanical characteristics and enhanced rheological properties of the fresh concrete have obvious advantages: a significant reduction of the cross section, with material savings; an increase of productivity, due to the high compressive strengths obtained at early ages; and a reduction of noise pollution and manpower, because of the diminution of vibration need.

For all motives previously referred to, a study was proposed to a precast company, which agreed on funding it, and is described in this document.

First, a high strength ($f_{cm} \approx 120$ *MPa*) concrete with high consistency (S5, according to EN 206-1:2000) was developed, using materials existing at the industrial unit. Next, the mechanical properties of the concrete and their variation with time, specifically, compressive strength, Young modulus, shrinkage and creep were evaluated during one year. Afterwards, long span (40 *m*) beams, with approximately half the height of the corresponding traditional solution, were produced on a 1/2 scale, pre-stressed at 5 days, and tested until rupture. Finally, creep tests are being conducted on similar beams.

It was concluded that: (1) it is possible to produce a high strength concrete with high consistency using current constituents; (2) the long span beams precasted with this new concrete represent a improvement of the corresponding traditional solution.

Agradecimentos

A concretização deste trabalho só foi possível graças às contribuições de várias pessoas e instituições.

Ao Prof. Doutor Eduardo N. B. S. Júlio, pela orientação meticulosa, pelos meios que colocou à minha disposição, pela sua total disponibilidade e paciência, pela amizade cimentada ao longo destes anos, o meu profundo reconhecimento, gratidão e amizade.

Ao Prof. Eng.º Paulo Maranha Tiago, pela orientação altamente especializada, pela disponibilidade, pela amizade, pela presença constante na minha formação académica e profissional, a minha sincera gratidão e admiração.

À PRÉGAIA – Leicons (Grupo Prefabricados Castelo), na pessoa do Eng.º Sampaio, pelo apoio incondicional e envolvimento empenhado neste trabalho, sem o qual teria sido muito difícil a sua concretização, o meu reconhecimento.

Ao Eng.º Jorge Lourenço, pela amizade, por me ter “apresentado pessoalmente ao betão”, pelos conhecimentos que me transmitiu e pela disponibilidade a definir muitas composições de betão, a minha gratidão.

Ao Sr. David Rodrigues o meu reconhecimento pela disponibilidade para adequar os equipamentos de que precisei e por resolver e simplificar, como só ele sabe, os problemas que surgiam nos ensaios.

Aos funcionários dos laboratórios, Sr. Paulo Santos, Sr. Olegário João e Sr. Luís Gaspar, pela forma com sempre me apoiaram no laboratório, pelo interesse demonstrado e disponibilidade durante todo o trabalho laboratorial, o meu sincero obrigado.

Contei também com o apoio de várias empresas, com o fornecimento gratuito de diversos materiais, às quais quero agradecer nas pessoas com as quais directamente contactei. O meu muito obrigado:

- à CIMPOR-Alhandra, nas pessoas do Eng.º António Mesquita e da Eng.ª Cristina Bispo, pelo fornecimento de cimento I:52,5 e apoio incondicional a este trabalho;

- à SIKA-Ovar, na pessoa da Dr.^a Nídia Dias, pelo fornecimento de diversos produtos (VISCOCRETE 3000, VISCOCRETE 3002, VISCOCRETE 20 HE e SIKACRETE HD), muitas vezes em quantidades consideráveis;
- à Chryso, pelo fornecimento dos adjuvantes CHRYSOFLUID PREMIA 180 e CHRYSOFLUID PREMIA 195;
- à MBT Bettor Portugal, pelo fornecimento dos adjuvantes Glenium52 e Glenium77SCC.

Estou ainda grato a diversas pessoas pelos mais variados motivos:

- ao Prof. Doutor Luís M. C. Simões e ao Prof. Doutor Luís A. P. Simões da Silva, pelo apoio e facilidades concedidas no Laboratório de Estruturas e Mecânica Estrutural;
- ao Prof. Doutor Luís J. L. Lemos, pelo espaço disponibilizado para a realização dos ensaios de comportamento diferido e pelas facilidades concedidas no Laboratório de Geotecnia;
- ao Prof. Doutor Rui Simões, pela disponibilidade para me ensinar a utilizar o equipamento de instrumentação;
- aos colegas Daniel Dias da Costa e Jónatas Valença pelo envolvimento, colaboração e apoio prestados ao longo do trabalho;
- aos funcionários do DEC FCTUC, sempre disponíveis para ajudar e facilitar meios, que me trataram como se fosse um docente da instituição.

E por fim, um comovido e sentido reconhecimento:

- à minha mãe, pela coragem, pelo apoio permanente e incondicional;
- à Dora pelo carinho e por acreditar mais em mim que eu próprio, e
- à memória do meu pai que, apesar de ausente esteve sempre presente.

Índice

Capítulo 1

| | |
|--------------------------------------|----------|
| Introdução..... | 1 |
| 1.1 Enquadramento e objectivos | 1 |
| 1.2 Estrutura da tese | 4 |

Capítulo 2

| | |
|---|----------|
| Formulação de Betões de Alta Resistência..... | 7 |
| 2.1 O material betão..... | 7 |
| 2.1.1 Introdução..... | 7 |
| 2.1.2 Evolução histórica | 8 |
| 2.2 Composição de betões | 10 |
| 2.2.1 Introdução..... | 10 |
| 2.2.2 Conceitos fundamentais | 11 |
| 2.2.2.1 Equação fundamental da composição de betões | 11 |
| 2.2.2.2 Dimensão máxima dos agregados..... | 12 |
| 2.2.2.3 Efeito de parede e efeito da peneiração | 13 |
| 2.2.2.4 Consistência..... | 14 |
| 2.2.3 Metodologia..... | 16 |
| 2.2.4 Especificação do betão | 17 |
| 2.2.5 Selecção e caracterização dos constituintes..... | 17 |
| 2.2.5.1 Cimento..... | 18 |
| 2.2.5.2 Adições..... | 19 |
| 2.2.5.3 Agregados | 21 |
| 2.2.5.4 Água de amassadura..... | 22 |
| 2.2.5.5 Adjuvantes..... | 22 |
| 2.2.6 Previsão da compacidade | 23 |
| 2.2.7 Quantificação dos constituintes da pasta | 25 |
| 2.2.8 Quantificação e gradação dos agregados..... | 26 |
| 2.2.9 Quadros de composição | 30 |
| 2.3 Composição de betões de alta resistência | 31 |

| | | |
|---------|---|----|
| 2.3.1 | Considerações gerais..... | 31 |
| 2.3.2 | Definição de betão de alta resistência | 32 |
| 2.3.3 | Materiais constituintes..... | 33 |
| 2.3.3.1 | Cimento..... | 33 |
| 2.3.3.2 | Adições..... | 35 |
| 2.3.3.3 | Agregados | 36 |
| 2.3.3.4 | Água de amassadura..... | 38 |
| 2.3.3.5 | Adjuvante..... | 38 |
| 2.3.4 | Formulação..... | 40 |
| 2.4 | Proposta de composição..... | 44 |
| 2.4.1 | Especificação de comportamento do betão de alta resistência | 44 |
| 2.4.2 | Escolha de constituintes | 45 |
| 2.4.3 | Composição base e resultados | 49 |
| 2.5 | Estudo de caracterização da influência do adjuvante na resistência à compressão e consistência de um BAR..... | 52 |
| 2.5.1 | Justificação do estudo | 52 |
| 2.5.2 | Ensaio experimental..... | 52 |
| 2.5.2.1 | Adjuvantes ensaiados..... | 53 |
| 2.5.2.2 | Métodos..... | 53 |
| 2.5.2.3 | Amassaduras | 53 |
| 2.5.3 | Resultados e discussão..... | 54 |
| 2.6 | Resumo da composição do betão de alta resistência adoptada..... | 58 |
| 2.7 | Conclusões | 60 |

Capítulo 3

| | |
|---|-----------|
| Propriedades Mecânicas de Betões de Alta Resistência..... | 63 |
| 3.1 Propriedades mecânicas do betão endurecido | 63 |
| 3.1.1 Resistência à compressão..... | 64 |
| 3.1.1.1 Relação entre resistências obtidas em obra e laboratório..... | 64 |
| 3.1.1.2 Evolução da resistência à compressão no tempo..... | 65 |
| 3.1.1.3 Diagrama tensão-extensão em compressão..... | 68 |
| 3.1.2 Resistência à tracção..... | 74 |
| 3.1.3 Módulo de elasticidade | 76 |
| 3.1.4 Coeficiente de Poisson..... | 79 |
| 3.1.5 Comportamento diferido de betões de alta resistência | 80 |

| | |
|---|-----|
| 3.1.6 Retraccção | 81 |
| 3.1.6.1 Retraccção antes do endurecimento | 82 |
| 3.1.6.2 Retraccção após endurecimento | 83 |
| 3.1.6.3 Modelo de previsão da retraccção segundo o REBAP | 85 |
| 3.1.6.4 Modelo de previsão da retraccção segundo o MC 90..... | 87 |
| 3.1.6.5 Modelo de previsão da retraccção segundo o Eurocódigo 2..... | 88 |
| 3.1.7 Fluência..... | 90 |
| 3.1.7.1 Fluência de betões de alta resistência | 92 |
| 3.1.7.2 Modelo de previsão da fluência segundo o REBAP..... | 93 |
| 3.1.7.3 Modelo de previsão da fluência segundo o MC 90 | 95 |
| 3.1.7.4 Modelo de previsão da fluência segundo o Eurocódigo 2 | 98 |
| 3.1.7.5 Modelo de previsão da fluência Bouygues-LCPC..... | 100 |
| 3.2 Ensaios de caracterização das propriedades mecânicas..... | 102 |
| 3.2.1 Metodologia dos ensaios de caracterização mecânica..... | 102 |
| 3.2.1.1 Normas e procedimento | 102 |
| 3.2.1.2 Forma e geometria dos provetes..... | 105 |
| 3.2.1.3 Sistema de medição de deformações | 106 |
| 3.2.1.4 Equipamento | 107 |
| 3.2.1.5 Amostragem | 109 |
| 3.2.1.6 Calendarização dos ensaios | 110 |
| 3.2.2 Resultados e discussão..... | 110 |
| 3.2.2.1 Resistência à compressão | 110 |
| 3.2.2.2 Módulo de elasticidade | 114 |
| 3.2.2.3 Retraccção e fluência..... | 117 |
| 3.3 Controle de qualidade através de ensaios <i>in situ</i> não-destrutivos | 124 |
| 3.3.1 Introdução..... | 124 |
| 3.3.2 Trabalho experimental..... | 124 |
| 3.3.2.1 Ensaios não-destrutivos adoptados e ensaios de referência | 124 |
| 3.3.2.2 Descrição sumária dos ensaios não-destrutivos adoptados | 124 |
| 3.3.2.3 Métodos e procedimentos do estudo | 127 |
| 3.3.3 Resultados e discussão..... | 128 |
| 3.3.3.1 Evolução da resistência à compressão do betão de alta resistência..... | 128 |
| 3.3.3.2 Ensaio de determinação da velocidade de propagação de ultra-sons..... | 129 |
| 3.3.3.3 Ensaio de determinação do índice esclerométrico | 130 |
| 3.4 Conclusões | 132 |

Capítulo 4**Comportamento à Rotura de Vigas de Grande Vão Prefabricadas em BAR**

| | |
|--|------------|
| Pré-Esforçado..... | 135 |
| 4.1 Comportamento estrutural de betões de alta resistência | 135 |
| 4.1.1 Introdução..... | 135 |
| 4.1.2 Comportamento em flexão dos betões de alta resistência..... | 135 |
| 4.1.2.1 Distribuição de tensões na secção..... | 136 |
| 4.1.2.2 Extensão máxima de compressão em flexão..... | 140 |
| 4.1.2.3 Ductilidade de elementos estruturais em betão de alta resistência | 141 |
| 4.1.2.4 Flechas em fase de utilização..... | 142 |
| 4.1.3 Comportamento ao corte dos betões de alta resistência | 144 |
| 4.1.3.1 Resistência ao esforço transversal..... | 144 |
| 4.1.3.2 Resistência ao punçoamento..... | 148 |
| 4.1.3.3 Resistência à torção | 148 |
| 4.1.4 Aderência de armaduras e ancoragens | 149 |
| 4.2 Estudo das vigas de grande vão em BAR pré-esforçado | 153 |
| 4.2.1 Introdução..... | 153 |
| 4.2.2 Concepção e critérios de dimensionamento das vigas | 153 |
| 4.2.3 Descrição do programa de análise de secções em betão armado pré-esforçado..... | 157 |
| 4.3 Produção e execução das vigas | 163 |
| 4.4 Ensaio de caracterização dinâmica | 167 |
| 4.4.1 Introdução..... | 167 |
| 4.4.2 Determinação analítica e modelação numérica..... | 167 |
| 4.4.2.1 Determinação analítica | 167 |
| 4.4.2.2 Modelação numérica..... | 168 |
| 4.4.3 Ensaio experimental | 169 |
| 4.4.4 Interpretação e comparação de resultados | 171 |
| 4.5 Ensaio à rotura das vigas | 173 |
| 4.5.1 Concepção e descrição dos ensaios à rotura | 173 |
| 4.5.1.1 Esquema do ensaio | 173 |
| 4.5.1.2 Simulação de ensaio e comportamento | 173 |
| 4.5.1.3 Equipamento e sistema de carregamento | 176 |
| 4.5.1.4 Instrumentação e sistema de aquisição de dados..... | 177 |
| 4.5.1.5 Definição da velocidade de ensaio..... | 180 |
| 4.5.2 Execução dos ensaios..... | 182 |

| | |
|---|-----|
| 4.5.3 Resultados e discussão..... | 188 |
| 4.5.3.1 Relação Momento/Curvatura..... | 188 |
| 4.5.3.2 Relação Força/Deslocamento Vertical..... | 191 |
| 4.5.3.3 Relação Força/Variação das Extensões nas Armaduras..... | 193 |
| 4.5.3.4 Deformadas..... | 194 |
| 4.5.3.5 Resultados obtidos por fotogrametria..... | 198 |
| 4.6 Conclusões..... | 199 |

Capítulo 5

Comportamento Diferido de Vigas de Grande Vão Prefabricadas em BAR

| | |
|---|------------|
| Pré-Esforçado..... | 201 |
| 5.1 Introdução..... | 201 |
| 5.2 Ensaio de caracterização e avaliação do comportamento diferido das vigas..... | 203 |
| 5.2.1 Concepção e descrição do ensaio..... | 203 |
| 5.2.1.1 Esquema estrutural do ensaio..... | 203 |
| 5.2.1.2 Sistema de carregamento..... | 203 |
| 5.2.1.3 Instrumentação e sistema de aquisição de dados..... | 204 |
| 5.2.1.4 Simulação do comportamento diferido das vigas..... | 207 |
| 5.2.2 Preparação e desenvolvimento do ensaio..... | 209 |
| 5.2.3 Resultados e discussão..... | 212 |
| 5.2.3.1 Resultados experimentais..... | 212 |
| 5.2.3.2 Comparação dos resultados experimentais com a simulação analítica..... | 215 |
| 5.3 Conclusões..... | 219 |

Capítulo 6

| | |
|---|------------|
| Conclusões e Desenvolvimentos Futuros..... | 221 |
| 6.1 Conclusões..... | 221 |
| 6.2 Desenvolvimentos futuros..... | 226 |

| | |
|--------------------------|------------|
| Bibliografia..... | 227 |
|--------------------------|------------|

Anexo A

| | |
|--|-----------|
| Composições testadas para a definição da composição base..... | A1 |
|--|-----------|

Anexo B

| | |
|--|------------|
| Avaliação da resposta diferida..... | A21 |
|--|------------|

Anexo C

| | |
|---|------------|
| Registo de eventos dos ensaios à rotura | A27 |
| Registo de eventos do ensaio à rotura da viga 1 | A29 |
| Registo de eventos do ensaio à rotura da viga 2 | A30 |

Anexo D

| | |
|--|------------|
| Listagem do programa de cálculo automático de análise de secções em betão armado pré-esforçado..... | A31 |
| Programa Principal..... | A33 |
| Unit Janela | A34 |

Anexo E

| | |
|---|------------|
| Determinação analítica do comportamento diferido das vigas | A63 |
|---|------------|

Índice de Figuras

| | | |
|--------------------|--|----|
| Figura 2.1: | Ensaio de abaixamento do cone de Abrams..... | 15 |
| Figura 2.2: | Ensaio de espalhamento de um betão auto-compactável branco [98]..... | 16 |
| Figura 2.3: | Secção de rotura de um betão tradicional (a) e de um betão de alta resistência (b)..... | 32 |
| Figura 2.4: | Estrutura de diferentes pastas de betão fresco | 36 |
| Figura 2.5: | Floculação das partículas de cimento na presença de água | 39 |
| Figura 2.6: | Forma de actuação de uma molécula de superplastificante segundo Kreijger[173] | 40 |
| Figura 2.7: | Agregados seleccionados para a formulação de um betão de alta resistência | 47 |
| Figura 3.1: | Diagramas tensão-extensão característicos do betão [207] | 69 |
| Figura 3.2: | Rotura de um provete cúbico em betão de alta resistência | 70 |
| Figura 3.3: | Diagramas tensão-extensão do betão de acordo com o modelo de Attard e Setunge [35] | 71 |
| Figura 3.4: | Representação esquemática do diagrama tensão-extensão do betão de acordo com o EC 2 [68] | 72 |
| Figura 3.5: | Diagramas tensão-extensão em compressão a várias idades para betões com diferentes relações a/c [299]..... | 75 |
| Figura 3.6: | Correlação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão [12]..... | 78 |
| Figura 3.7: | Representação gráfica da função $\beta_s(t)$ [253] | 87 |
| Figura 3.8: | Representação gráfica da função $\beta_d(t-t_0)$ [253] | 94 |

| | | |
|---------------------|--|-----|
| Figura 3.9: | Representação gráfica da função $\beta_r(t)$ [253]..... | 95 |
| Figura 3.10: | Moldes utilizados nos ensaios de caracterização mecânica..... | 105 |
| Figura 3.11: | Desenhos de concepção do sistema de medição de deformações | 106 |
| Figura 3.12: | Sistema de medição de deformações em provetes prismáticos | 107 |
| Figura 3.13: | Conjunto associado à prensa AMSLER 500 TNF e provete para determinação do módulo de elasticidade..... | 108 |
| Figura 3.14: | Almofada do macaco e esquema do sistema de carga para fluência | 108 |
| Figura 3.15: | Máquinas de fluência com os provetes montados | 109 |
| Figura 3.16: | Registo do Termo-Higrógrafo para as condições ambientais das vigas desde a betonagem | 114 |
| Figura 3.17: | Extracção de carotes e aspecto dos provete após rectificação | 125 |
| Figura 3.18: | Ensaio da determinação da velocidade de propagação de ultra-sons..... | 126 |
| Figura 3.19: | Calibração do equipamento e ensaio de determinação do índice esclerométrico | 127 |
| Figura 4.1: | Distribuição de tensões para o dimensionamento de uma secção em flexão..... | 136 |
| Figura 4.2: | (a) diagrama parábola-rectângulo; (b) diagrama bilinear [68] | 137 |
| Figura 4.3: | Distribuição dos resultados na base de dados de esforço transversal em vigas [175] | 146 |
| Figura 4.4: | Diagramas de distribuição de tensões de aderência idealizados para: (a) betões de resistência normal e (b) betões de alta resistência. | 150 |
| Figura 4.5: | Valor do parâmetro K para vigas e lajes [68]..... | 152 |
| Figura 4.6: | Desenho de pormenor da secção das vigas de grande vão prefabricadas em betão de alta resistência pré-esforçado | 156 |
| Figura 4.7: | Programa de análise da secção utilizado | 158 |

| | | |
|---------------------|---|-----|
| Figura 4.8: | Diagramas de extensões e de tensões adoptados no programa de análise da secção | 159 |
| Figura 4.9: | Colagem de extensómetros nas secções predefinidas, após montagem das armaduras..... | 163 |
| Figura 4.10: | Pormenor da armadura e da secção após colocação dos cabos de pré-esforço..... | 164 |
| Figura 4.11: | Execução e montagem das cofragens | 164 |
| Figura 4.12: | Verificação da tensão aplicada aos cabos de pré-esforço..... | 165 |
| Figura 4.13: | Betonagem das vigas | 165 |
| Figura 4.14: | Aplicação de pós-esforço nos cabos superiores e viga após transferência do pré-esforço..... | 166 |
| Figura 4.15: | Carga, descarga e colocação das vigas nos Laboratórios do DEC-FCTUC (Pólo II) | 166 |
| Figura 4.16: | Discretização transversal adoptada na modelação numérica..... | 168 |
| Figura 4.17: | Representação gráfica dos quatro primeiros modos de vibração em flexão no plano vertical, obtidos por modelação numérica..... | 169 |
| Figura 4.18: | Esquema da instalação e identificação dos acelerómetros | 170 |
| Figura 4.19: | Fotografias ilustrativas do tipo e localização dos acelerómetros | 170 |
| Figura 4.20: | Sistema PULSE ® da Brüel&Kjær de aquisição de sinal..... | 171 |
| Figura 4.21: | Identificação modal na viga..... | 171 |
| Figura 4.22: | Esquema estrutural do ensaio à rotura..... | 173 |
| Figura 4.23: | Simulação tridimensional da instalação de ensaio das vigas | 174 |
| Figura 4.24: | Simulação tridimensional do ensaio à rotura de uma viga para a carga máxima | 176 |

| | | |
|---------------------|---|-----|
| Figura 4.25: | Actuador hidráulico, pórtico e viga de carregamento..... | 176 |
| Figura 4.26: | Grupo hidráulico e permutador ar/água de refrigeração | 177 |
| Figura 4.27: | Definição e localização das secções instrumentadas nas vigas | 177 |
| Figura 4.28: | Definição e instrumentação das secções de apoio (S1 e S11) e das secções de aplicação do carregamento (S5 e S9) | 178 |
| Figura 4.29: | Transdutores de deslocamento para medição dos deslocamentos verticais..... | 178 |
| Figura 4.30: | Extensómetros nas armaduras longitudinais e transversais..... | 179 |
| Figura 4.31: | Aplicação de fotogrametria terrestre ao levantamento da deformada nos ensaios à rotura..... | 179 |
| Figura 4.32: | Sistema de aquisição, registo e controlo dos ensaios | 180 |
| Figura 4.33: | Aspecto da instalação no início dos ensaios à rotura | 182 |
| Figura 4.34: | Padrão de fissuração na face inferior da viga para um deslocamento do actuador de 100 mm..... | 182 |
| Figura 4.35: | Padrão de fissuração na face inferior da viga para um deslocamento do actuador de 150 mm..... | 183 |
| Figura 4.36: | Padrão de fissuração na alma da viga para um deslocamento do actuador de 200 mm..... | 183 |
| Figura 4.37: | Fixação da viga de carregamento antes de baixar o pórtico..... | 184 |
| Figura 4.38: | Operação de descida do pórtico para o curso mínimo do actuador..... | 184 |
| Figura 4.39: | Fixação do pórtico na posição final do procedimento | 184 |
| Figura 4.40: | Aspecto da deformada e padrão de fissuração no final do estado II | 185 |
| Figura 4.41: | Deformada perto do colapso..... | 185 |
| Figura 4.42: | Esmagamento do betão nas fibras mais comprimidas antecipando o colapso ... | 186 |
| Figura 4.43: | Aspecto após colapso da viga 1 | 186 |

| | | |
|---------------------|--|-----|
| Figura 4.44: | Aspecto após colapso da viga 2 | 186 |
| Figura 4.45: | Seccionamento da viga para determinação do pré-esforço efectivo | 187 |
| Figura 4.46: | Decapagem dos cordões de pré-esforço..... | 187 |
| Figura 5.1: | Esquema estrutural do ensaio de caracterização e avaliação do comportamento diferido | 203 |
| Figura 5.2: | Pormenor do sistema de apoio e carregamento no ensaio de caracterização e avaliação do comportamento diferido..... | 204 |
| Figura 5.3: | Definição e localização das secções instrumentadas nos ensaios de caracterização e avaliação do comportamento diferido das vigas..... | 205 |
| Figura 5.4: | Transdutores de deslocamento para medição dos deslocamentos verticais no ensaio de caracterização e avaliação do comportamento diferido..... | 206 |
| Figura 5.5: | Sistema de aquisição e registo utilizado no ensaio de caracterização e avaliação do comportamento diferido..... | 206 |
| Figura 5.6: | Aplicação de fotogrametria terrestre ao levantamento da deformada nos ensaios diferidos | 207 |
| Figura 5.7: | Instalação após colocação da instrumentação e antes de qualquer carregamento | 209 |
| Figura 5.8: | Colocação dos separadores de estrada..... | 210 |
| Figura 5.9: | Aspecto final da instalação após a colocação de todas as cargas | 210 |
| Figura 5.10: | Registo das condições termo-higrométricas nos ensaios de comportamento diferido das vigas..... | 211 |

Índice de Quadros

| | | |
|---------------------|---|----|
| Quadro 2.1: | Características exigidas aos cimentos Portland fabricados em Portugal de acordo com NP EN 197-1:2001 [134]..... | 19 |
| Quadro 2.2: | Características de algumas adições minerais para betão [205] | 20 |
| Quadro 2.3: | Valores de K para a utilização da expressão do índice de vazios de Faury [190]..... | 24 |
| Quadro 2.4: | Valores de K' para a utilização da expressão do índice de vazios de Faury em função dos meios de compactação [190]..... | 24 |
| Quadro 2.5: | Volume de vazios em função da dimensão máxima do agregado [189]..... | 25 |
| Quadro 2.6: | Valores do parâmetro A_B da curva de Bolomey em função da consistência do betão..... | 28 |
| Quadro 2.7: | Parâmetro A_F da curva granulométrica de Faury [190]..... | 29 |
| Quadro 2.8: | Parâmetro B_F da curva granulométrica de Faury [190]..... | 29 |
| Quadro 2.9: | Composição química do cimento | 45 |
| Quadro 2.10: | Caracterização das propriedades físicas do cimento | 46 |
| Quadro 2.11: | Caracterização das propriedades mecânicas do cimento..... | 46 |
| Quadro 2.12: | Caracterização da adição utilizada [275] | 47 |
| Quadro 2.13: | Propriedades físicas dos agregados seleccionados | 48 |
| Quadro 2.14: | Análise granulométrica dos agregados seleccionados..... | 48 |
| Quadro 2.15: | Características do adjuvante utilizado..... | 49 |
| Quadro 2.16: | Composição base de um betão de alta resistência | 49 |

| | |
|--|-----|
| Quadro 2.17: Principais relações em massa da composição base..... | 49 |
| Quadro 2.18: Resumo das composições testadas e resultados obtidos | 50 |
| Quadro 2.19: Adjuvantes ensaiados..... | 53 |
| Quadro 3.1: Retracção do betão – Valores da extensão ε_{cs1} [253] | 86 |
| Quadro 3.2: Retracção do betão – Valores do coeficiente η [253] | 86 |
| Quadro 3.3: Retracção do betão – Valores do coeficiente λ [253] | 87 |
| Quadro 3.4: Valores de k_h para a expressão (3.32)..... | 89 |
| Quadro 3.5: Coeficientes para cálculo da retracção básica de secagem em função do tipo de cimento [68] | 89 |
| Quadro 3.6: Fluência do betão – Valores do coeficiente φ_{f_1} [253] | 95 |
| Quadro 3.7: Fluência do betão – Valores do coeficiente φ_{f_2} [253] | 95 |
| Quadro 4.1: Parâmetros dos diagramas de distribuição de tensões para dimensionamento de secções em flexão [68] | 138 |
| Quadro 4.2: Comparação da extensão máxima de compressão admitida por diferentes códigos para dimensionamento de secções em flexão..... | 141 |
| Quadro 4.3: Limites de aplicação das disposições de esforço transversal de diferentes códigos..... | 147 |
| Quadro 4.4: Valores dos coeficientes α_1 a α_5 [68] | 152 |
| Quadro 4.5: Resultados dos ensaios de conformidade das armaduras ordinárias (A 500 ER) de acordo com a norma EN 10080 [70] | 155 |
| Quadro 4.6: Resultados dos ensaios de conformidade das armaduras de pré-esforço (Y 1860 S) de acordo com a norma E-453:2002 [186] | 155 |
| Quadro 4.7: Resultados dos ensaios de caracterização da composição química do aço da armadura de pré-esforço..... | 155 |

| | | |
|---------------------|---|-----|
| Quadro 4.8: | Parâmetros mecânicos da secção transversal homogeneizada | 168 |
| Quadro 4.9: | Frequências naturais dos quatro primeiros modos de vibração em flexão no plano vertical, obtidas analiticamente..... | 168 |
| Quadro 4.10: | Frequências naturais dos quatro primeiros modos de vibração em flexão no plano vertical, obtidas por modelação numérica | 169 |
| Quadro 4.11: | Abcissas dos pontos de colocação dos acelerómetros..... | 170 |
| Quadro 4.12: | Frequências próprias e amortecimentos obtidos por medição experimental | 170 |
| Quadro 4.13: | Comparação de resultados para as frequências medidas experimentalmente e os correspondentes valores calculados por via analítica e numérica | 172 |
| Quadro 5.1: | Peso próprio das vigas ensaiadas..... | 204 |
| Quadro 5.2: | Peso dos blocos de betão utilizados no ensaio de caracterização e avaliação do comportamento diferido | 204 |
| Quadro 5.3: | Resumo dos valores obtidos na previsão do comportamento diferido das vigas | 209 |
| Quadro 5.4: | Identificação dos instantes temporais de comparação dos resultados experimentais de comportamento diferido com a simulação | 215 |

Índice de Gráficos

| | | |
|---------------------|--|-----|
| Gráfico 2.1: | Curvas granulométricas dos agregados seleccionados..... | 48 |
| Gráfico 2.2: | Comparação das expressões de previsão da resistência à compressão a partir da compacidade da pasta ligante..... | 51 |
| Gráfico 2.3: | Consistência do betão para diferentes dosagens dos adjuvantes ensaiados..... | 54 |
| Gráfico 2.4: | Resistência à compressão do betão para diferentes dosagens dos adjuvantes adoptados. | 55 |
| Gráfico 2.5: | Resistência à compressão do betão jovem (3 dias) para diferentes dosagens dos adjuvantes adoptados..... | 57 |
| Gráfico 2.6: | Resistência à compressão do betão em idades intermédias (7 dias) para diferentes dosagens dos adjuvantes adoptados. | 57 |
| Gráfico 3.1: | Diagramas tensão-extensão das diferentes classes de betão de acordo com o EC 2 [68]..... | 73 |
| Gráfico 3.2: | Evolução da resistência à compressão do betão produzido em laboratório | 111 |
| Gráfico 3.3: | Comparação do coeficiente de endurecimento do betão..... | 112 |
| Gráfico 3.4: | Evolução da resistência à compressão do betão produzido em fábrica | 113 |
| Gráfico 3.5: | Relação observada entre a resistência à compressão de betão produzido em fábrica e em laboratório..... | 113 |
| Gráfico 3.6: | Evolução do módulo de elasticidade do betão produzido em laboratório | 115 |
| Gráfico 3.7: | Evolução do módulo de elasticidade do betão produzido em fábrica | 116 |
| Gráfico 3.8: | Relação observada entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do betão..... | 116 |

- Gráfico 3.9:** Comparação de diferentes expressões empíricas de correlação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do betão.....117
- Gráfico 3.10:** Comportamento diferido do betão carregado às 24 horas118
- Gráfico 3.11:** Comportamento diferido do betão carregado aos 7 dias.....119
- Gráfico 3.12:** Variação da extensão de fluência com a idade de carregamento119
- Gráfico 3.13:** Recuperação de fluência após descarga dos provetes120
- Gráfico 3.14:** Comparação das extensões de fluência experimentais (carregamento às 24 horas de idade do betão) com as previsões de diferentes modelos bibliográficos121
- Gráfico 3.15:** Comparação das extensões de fluência experimentais (carregamento aos 7 dias de idade do betão) com as previsões de diferentes modelos bibliográficos122
- Gráfico 3.16:** Previsão das extensões de fluência (carregamento aos 134 dias de idade do betão) com diferentes modelos bibliográficos123
- Gráfico 3.17:** Comparação das extensões de retracção experimentais com as previsões de diferentes modelos bibliográficos123
- Gráfico 3.18:** Evolução da tensão de rotura à compressão determinada com o ensaio de referência e com o ensaio de carotes128
- Gráfico 3.19:** Relação entre a tensão de rotura à compressão determinada com provetes cúbicos e os valores correspondentes determinados com as carotes.....129
- Gráfico 3.20:** Resistência à compressão versus velocidade de propagação de ultra-sons.....130
- Gráfico 3.21:** Resistência à compressão versus índice esclerométrico.131
- Gráfico 4.1:** Comparação dos diagramas de distribuição de tensões para dimensionamento de uma secção em flexão preconizados pelo EC2.138
- Gráfico 4.2:** Comparação dos diagramas propostos por diferentes códigos para dimensionamento.....140

| | | |
|----------------------|---|-----|
| Gráfico 4.3: | Diagrama Momento/Curvatura na secção de meio vão da viga a diferentes velocidades de ensaio | 181 |
| Gráfico 4.4: | Diagrama Força/Deslocamento na secção de meio vão da viga a diferentes velocidades de ensaio | 181 |
| Gráfico 4.5: | Diagrama Momento/Curvatura para as diferentes secções instrumentadas no ensaio à rotura da viga 1 | 188 |
| Gráfico 4.6: | Diagrama Momento/Curvatura para as diferentes secções instrumentadas no ensaio à rotura da viga 2 | 189 |
| Gráfico 4.7: | Comparação do diagrama Momento/Curvatura na secção de meio vão (secção 7) dos ensaios à rotura das vigas 1 e 2 com o determinado analiticamente na simulação..... | 190 |
| Gráfico 4.8: | Diagrama Força/Deslocamento para as diferentes secções instrumentadas no ensaio à rotura da viga 1 | 191 |
| Gráfico 4.9: | Diagrama Força/Deslocamento para as diferentes secções instrumentadas no ensaio à rotura da viga 2 | 192 |
| Gráfico 4.10: | Comparação do diagrama Força/Deslocamento na secção de meio vão (secção 7) nos ensaios à rotura das vigas 1 e 2..... | 192 |
| Gráfico 4.11: | Diagrama Força/Varição das Extensões nas armaduras da secção de meio vão (secção 7) no ensaio à rotura da viga 1 | 193 |
| Gráfico 4.12: | Diagrama Força/Varição das Extensões nas Armaduras da secção de meio vão (secção 7) no ensaio à rotura da viga 2 | 194 |
| Gráfico 4.13: | Deformada [mm] para diferentes valores de carga total aplicada [kN] no ensaio à rotura da viga 1..... | 195 |
| Gráfico 4.14: | Comparação das deformadas registadas no ensaio à rotura da viga 1 e as correspondentes deformadas determinadas analiticamente..... | 195 |
| Gráfico 4.15: | Deformada [mm] para diferentes valores de carga total aplicada [kN] no ensaio à rotura da viga 2..... | 196 |

| | |
|---|-----|
| Gráfico 4.16: Comparação das deformadas registadas no ensaio à rotura da viga 2 e as correspondentes deformadas determinadas analiticamente..... | 197 |
| Gráfico 4.17: Comparação das deformadas obtidas com o registo dos deflectómetros e com a fotogrametria para 6 deslocamentos do actuador no ensaio à rotura da viga 2 | 198 |
| Gráfico 5.1: Deformadas da viga 3 observadas ao longo da execução do ensaio..... | 212 |
| Gráfico 5.2: Deformadas da viga 4 observadas ao longo da execução do ensaio..... | 212 |
| Gráfico 5.3: Evolução da flecha total na secção de meio vão (secção 7) ao longo do tempo | 213 |
| Gráfico 5.4: Relação entre a flecha total e a flecha elástica a meio vão (secção 7) ao longo do tempo | 214 |
| Gráfico 5.5: Variação do pré-esforço nas armaduras localizadas no banzo superior e junto à fibra inferior | 215 |
| Gráfico 5.6: Comparação dos resultados experimentais obtidos no ensaio de caracterização do comportamento diferido com os correspondentes valores obtidos na simulação analítica | 216 |
| Gráfico 5.7: Comparação do comportamento diferido das vigas com a sua previsão a partir de diferentes modelos de avaliação da fluência | 218 |

Simbologia

Siglas

| | |
|----------------|--|
| <i>BAR</i> | Betão de alta resistência |
| <i>BED</i> | Betão de elevados desempenhos |
| <i>CEB</i> | Comité Euro-International du Béton/ Euro-International Concrete Committee |
| <i>CEB/FIP</i> | Liaison Comité Euro-International du Béton/Fédération Internationale de la Précontrainte |
| <i>EC 2</i> | Eurocódigo 2 |
| <i>FIB</i> | Fédération Internationale du Béton/International Federation for Structural Concrete |
| <i>FIP</i> | Fédération Internationale de la Précontrainte/International Federation for Prestressing |
| <i>LCPC</i> | Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – Paris |
| <i>MC 90</i> | Código Modelo 90 |
| <i>REBAP</i> | Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado |

Letras Gregas

| | |
|---------------------|---|
| $\beta_{cc}(t)$ | coeficiente dependente da idade do betão |
| σ | compacidade do betão |
| Δ | intervalo |
| δ | deslocamento vertical numa secção ou flecha |
| ε | extensão |
| ε_c | extensão do betão |
| $\Delta\varepsilon$ | variação de extensão |

| | |
|---------------------------|---|
| ε_{c1} | extensão no betão para a tensão máxima no diagrama de análise do EC2 |
| ε_{c2} | extensão no betão para a tensão máxima no diagrama de dimensionamento do EC2 |
| ε_{ca} | extensão de retracção autogénea do betão |
| ε_{cc} | extensão de fluência total do betão |
| ε_{cd} | extensão de retracção de secagem do betão |
| $\varepsilon_{cd,0}$ | retracção básica de secagem ou retracção livre de secagem do betão |
| $\varepsilon_{cd,\infty}$ | retracção básica de secagem final do betão |
| ε_{cs} | extensão de retracção total do betão |
| ε_{cu1} | extensão última nominal do betão no diagrama de análise do EC2 |
| ε_{cu2} | extensão última nominal do betão no diagrama de dimensionamento do EC2 |
| ε_{uk} | extensão na rotura do aço |
| σ_c | tensão em compressão uniaxial do betão |
| φ_0 | coeficiente de fluência nominal do betão |
| φ_c | coeficiente de fluência do betão |
| φ_d | coeficiente de elasticidade diferida do betão |
| φ_f | coeficiente de plasticidade diferida do betão |
| φ_k | coeficiente de fluência não linear do betão |
| γ | compacidade da pasta ligante |
| ρ | raio médio duma malha ou fenda |
| ρ_{1000} | percentagem de relaxação das armaduras de pré-esforço às 1000 h |
| ρ_l | percentagem de armadura longitudinal de flexão |
| ρ_w | percentagem de armadura específica de esforço transversal |
| Σ | somatório; |
| Σm_{fi} | somatório dos volumes absolutos das classes granulométricas finas ($d \leq 4,76$ mm) |
| Σm_{gi} | somatório dos volumes absolutos das classes granulométricas grossas ($d > 4,76$ mm) |
| Σm_i | somatório dos volumes absolutos dos agregados |
| ω_n | frequência natural de ordem n |

| | |
|-------|------------------------|
| μ | massa volúmica |
| ν | coeficiente de poisson |

Letras Latinas Maiúsculas

| | |
|-----------|--|
| A | massa de água |
| A_B | parâmetro da curva granulométrica de referência de Bolomey em função da natureza dos agregados e consistência do betão |
| Ad | peso de adição |
| Adj | massa de adjuvante |
| A_F | parâmetro da curva granulométrica de referência de Faury em função da trabalhabilidade do betão |
| B_F | parâmetro da curva granulométrica de referência de Faury em função da energia de compactação do betão |
| C | peso de cimento |
| D_{max} | dimensão máxima dos agregados |
| E_{cm} | módulo de elasticidade do betão. |
| E_p | módulo de elasticidade do aço de pré-esforço |
| E_s | módulo de elasticidade do aço |
| F | força |
| F_c | resultante das forças de compressão no betão |
| F_{cr} | força associada ao momento de fissuração de uma secção |
| F_p | força nas armaduras de pré-esforço |
| F_{rot} | força associada ao momento de rotura de uma secção |
| F_s | força nas armaduras ordinárias |
| I | índice de vazios do betão |
| I_c | momento de inércia da secção de betão em fase não fendilhada |
| I_{cr} | momento de inércia da secção de betão em fase fendilhada |

| | |
|------------|---|
| I_{ef} | momento de inércia efectivo de uma secção |
| I_r | índice esclerométrico |
| K | parâmetro dependente da consistência do betão na expressão do índice de vazios definida por Faury |
| K' | parâmetro dependente da potencia de compactação na expressão do índice de vazios definida por Faury |
| K_g | parâmetro dependente do tipo de agregados na fórmula de Feret modificada proposta por de Larrard |
| M | momento flector |
| M_{cr} | momento de fissuração de uma secção |
| M_i | massa de uma classe de agregados |
| M_{rot} | momento de rotura de uma secção |
| PF | perda ao fogo do cimento |
| $P_i(d_j)$ | percentagem do agregado da classe i que passa através do peneiro de malha d_j |
| R | raio médio dum molde |
| R_c | resistência do cimento normalizada aos 28 dias na fórmula de Feret modificada proposta por de Larrard |
| RH | teor de humidade relativa ambiente |
| RI | resíduo insolúvel do cimento |
| T | temperatura |
| V | velocidade de propagação de ultra-sons |
| V_{rd} | esforço transversal resistente numa secção |
| $V_{rd,c}$ | contribuição do betão no esforço transversal resistente numa secção |
| $V_{rd,s}$ | contribuição das armaduras específicas no esforço transversal resistente numa secção |

Letras Latinas Minúsculas

| | |
|-------|-----------|
| $1/r$ | curvatura |
|-------|-----------|

| | |
|---------------|---|
| a | volume de água da amassadura |
| ad | volume absoluto de adição |
| adj | volume de adjuvante |
| c | o volume absoluto de cimento |
| d | dimensão de um peneiro |
| f_{∞} | valor limite da tensão de rotura à compressão ou resistência a tempo infinito do betão |
| f_{bd} | tensão de aderência do betão às armaduras |
| f_c | tensão de rotura à compressão do betão |
| $f_{c,j}$ | tensão de rotura à compressão do betão na idade j |
| $f_{c,lab}$ | tensão de rotura à compressão do betão produzido em laboratório |
| $f_{c,obra}$ | tensão de rotura à compressão do betão produzido em obra |
| f_{ck} | valor característico da tensão de rotura à compressão do betão aos 28 dias |
| $f_{ck,cubo}$ | valor característico da tensão de rotura à compressão do betão aos 28 dias em provetes cúbicos (15 <i>cm</i> de aresta) |
| $f_{ck,cyl}$ | valor característico da tensão de rotura à compressão do betão aos 28 dias em provetes cilíndricos ($\emptyset 15 \times 30$ <i>cm</i>) |
| f_{cm} | valor médio da tensão de rotura à compressão do betão aos 28 dias de idade |
| $f_{cm,cubo}$ | valor médio da tensão de rotura à compressão do betão em provetes cúbicos (15 <i>cm</i> de aresta) |
| f_{ct} | tensão de rotura à tracção do betão |
| f_{ctd} | valor de cálculo da resistência à tracção do betão |
| f_{ctm} | valor médio da tensão de rotura à tracção do betão |
| f_{pk} | tensão última de rotura à tracção do aço de pré-esforço |
| h_0 | espessura fictícia de um elemento estrutural |
| k | constante do diagrama tensão-extensão do EC 2 |
| $k_{1,j}$ | coeficiente de Feret para determinação da compacidade da pasta ligante |
| k_{ad} | factor da eficiência da adição na expressão proposta por Gutiérrez e Cánovas para a |

| | |
|--------------------|--|
| | previsão da resistência do betão na composição de um BAR |
| k_c | parâmetro dependente do cimento na expressão proposta por Gutiérrez e Cánovas para a previsão da resistência do betão na composição de um BAR |
| m | volume dos agregados definido por $\sum m_i$ |
| $p(d)$ | percentagem de passados, em volume absoluto, do conjunto de agregados, cimento e qualquer adição, em d (peneiro de malha com esta abertura em mm) |
| $p'(d)$ | percentagem de passados, em volume absoluto, do conjunto de agregados, em d (peneiro de malha com esta abertura em mm) |
| ρ_{c+ad} | percentagem em volume absoluto de ligante em relação à totalidade de material sólido |
| ρ_i | proporção em volume absoluto com que o agregado i entra na mistura |
| $\rho_{mist}(d_j)$ | percentagem da mistura das n classes de agregados utilizados que passa no peneiro de malha d_j |
| s | coeficiente dependente do tipo de cimento |
| t | tempo |
| t_T | idade do betão ajustada em função da temperatura |
| va | volume absoluto da argamassa por unidade de volume aparente de betão |
| vl | volume absoluto de ligante por unidade de volume aparente de betão |
| v_{pf} | volume absoluto dos constituintes fluidos do betão |
| v_{pl} | volume absoluto da pasta ligante por unidade de volume aparente de betão |
| v_{ps} | volume os constituintes sólidos do betão |
| vv | volume de vazios do betão |

C a p í t u l o 1

Introdução

1.1 Enquadramento e objectivos

Em Portugal, a indústria de prefabricação pesada é um dos sectores que pouca inovação tem incorporado nos últimos anos. A gama de produtos existente é fabricada com betões que raramente ultrapassam a classe de resistência C40/50 e apresentam, por vezes, secções pouco eficientes. É reduzido o número de soluções novas nos últimos 10 anos na gama de produtos de empresas como a Civibril, Maprel, Soplacas, Prégaia ou Pavicentro, para referir apenas algumas empresas com um volume de negócios superior a cerca de 7,5 milhões de euros anuais nos últimos 3 anos.

Para a referida ausência de inovação contribuem os elevados custos associados à introdução de novos produtos, com a aquisição de moldes e equipamento para a sua fabricação. A reduzida dimensão do mercado português e diminuta margem de lucro da actividade dificultam a amortização dos investimentos necessários. Acresce ainda que o reduzido número de projectos realizados com recurso a este tipo de soluções acentua estas dificuldades.

Também se encontram razões para a reduzida utilização de elementos prefabricados do lado do ensino e investigação. O número de técnicos com conhecimentos específicos sobre a utilização e desenvolvimento de soluções deste tipo é reduzido, fruto da fraca ou nenhuma inclusão nos planos de estudos dos diversos cursos de Engenharia Civil de disciplinas que abordem estas questões. Além disso, a investigação científica em Portugal é pouco virada para a indústria, sendo reduzido o número de trabalhos destinados à inovação do sector da prefabricação.

Porém, as soluções prefabricadas, pela produtividade e controle de qualidade inerentes ao seu conceito, apresentam uma pertinência crescente, atendendo ao número crescente de vias de comunicação em construção ou já construídas nos últimos anos que justificam a aplicação de soluções deste género. Observou-se um aumento do número de projectos concebidos com elementos “de catálogo” de vários prefabricadores, evidenciando a sua adequação.

Por outro lado, o betão evoluiu muito nos últimos anos. A indústria cimenteira de Portugal apresentou nos últimos anos novos cimentos, começando a fabricar em alguns centros de produção cimento Portland com a classificação normativa de CEM I 52,5 R. Também a indústria química foi disponibilizando adjuvantes para betão, com a designação genérica de superplastificantes de 3ª geração, permitindo elevadas reduções de água de amassadura sem comprometer a consistência ou as propriedades do betão. Surgiram igualmente no mercado português adições minerais de elevado efeito pozolânico como as sílicas de fumo ou as escórias de alto forno.

A utilização de betões com propriedades mecânicas e reológicas melhoradas reflecte-se num conjunto óbvio de vantagens técnico-económicas.

O aumento da resistência do betão permite uma redução significativa das secções dos elementos estruturais para os mesmos vãos e níveis de carregamento. Essa diminuição de dimensões reflecte-se directamente na redução do volume de betão necessário com consequência na redução de custos e diminuição das cargas associadas ao peso próprio das estruturas. Na prefabricação estas vantagens tornam-se mais relevantes pela redução das cargas a transportar e a elevar para colocação dos elementos estruturais em obra.

Como os betões de alta resistência desenvolvem resistências superiores em idades mais jovens a sua utilização na indústria de prefabricação permite a adopção de ciclos de produção mais rápidos, reduzir ou mesmo dispensar a necessidade de cura por calor e a optimização de todo o processo produtivo.

A associação das superiores propriedades mecânicas destes betões a uma consistência fluida, próxima da dos betões auto-compactáveis, permite uma diminuição da necessidade de vibração do betão com reflexos significativos na redução dos custos de mão-de-obra e dos riscos de doenças profissionais provocadas pelo ruído.

A esbelteza e a qualidade de acabamento das peças que se pode obter com o recurso a estes betões potencia a sua utilização noutros tipos de estruturas em que habitualmente não eram empregues, quer por razões arquitectónicas, quer por razões técnicas e construtivas.

As razões expostas justificam o desenvolvimento de soluções adequadas à prefabricação e que contribuam para o desenvolvimento do sector em Portugal. Nessa perspectiva, propôs-se à empresa de prefabricação Prégia a colaboração num estudo compreendendo:

- o desenvolvimento de um betão de alta resistência tecnicamente viável;

- a definição e prefabricação, com esse betão, de vigas de grande vão (40 m) pré-esforçadas, com uma esbelteza (altura/vão) de 1/40;
- a avaliação do comportamento estrutural desses elementos estruturais.

Para o desenvolvimento de um betão de alta resistência no enquadramento referido considerou-se que:

- o betão mais adequado seria um betão com uma resistência à compressão da ordem de 120 MPa – para este nível de resistência era admissível a definição de uma viga com a redução de secção desejada e com todas as vantagens associadas já referidas;
- o betão devia associar ao desempenho mecânico uma consistência fluida (S4 a S5 de acordo com NP EN 206-1:2005 [147]) – este nível de consistência era a mais adequada à prefabricação e permitia aproveitar todas as vantagens referidas;
- o betão devia ser produzido com agregados correntes – este facto contribuía para a sua viabilidade pela redução de custos associados ao fornecimento em quantidades e qualidade exigidas e minimizava eventuais investimentos para o seu armazenamento.

Para atingir os objectivos do trabalho definiu-se um conjunto de estudos e ensaios experimentais visando:

- a definição e desenvolvimento do BAR especificado;
- a caracterização das principais propriedades mecânicas do betão obtido;
- a caracterização do comportamento à rotura de vigas de grande vão prefabricadas em betão de alta resistência pré-esforçado;
- a caracterização do comportamento diferido de vigas de grande vão prefabricadas em betão de alta resistência pré-esforçado.

1.2 Estrutura da tese

A tese está estruturada em 6 capítulos. No capítulo 1 apresenta-se o enquadramento e a justificação do estudo, os objectivos definidos e a estrutura adoptada para a tese. Nos capítulos 2 a 5 apresentam-se de forma interdependente as quatro fases do estudo desenvolvido. O capítulo 2 trata da formulação de betões de alta resistência. No capítulo 3 abordam-se as propriedades mecânicas dos betões de alta resistência, incluindo a sua caracterização experimental. No capítulo 4 e no capítulo 5 abordam-se, respectivamente, o comportamento à rotura e o comportamento diferido de vigas de grande vão prefabricadas em betão de alta resistência pré-esforçado. No capítulo 6 apresentam-se as conclusões do trabalho.

No Capítulo 2 – Formulação de Betões de Alta Resistência, aborda-se a problemática da composição de betões, a especificidade da formulação de betões de alta resistência, as metodologias mais adequadas para estes betões e apresenta-se a composição do BAR adoptado. O capítulo começa por uma exposição dos principais conceitos da formulação de betões, do papel dos constituintes do betão e das metodologias mais adequadas. Segue-se a abordagem da especificidade desses conceitos para a formulação de betões de alta resistência. Posteriormente, apresenta-se um programa experimental destinado à obtenção de um betão de alta resistência e elevada consistência. Na sequência desse programa experimental e em função das suas conclusões apresenta-se um estudo complementar de caracterização da influência do adjuvante na consistência e trabalhabilidade de um betão de alta resistência.

No Capítulo 3 – Propriedades Mecânicas de Betões de Alta Resistência, abordam-se as propriedades mecânicas mais importantes de um betão de alta resistência, faz-se uma caracterização de algumas dessas propriedades, procuram estabelecer-se correlações entre elas e comparam-se com o comportamento previsto em códigos de dimensionamento e estudos realizados sobre o assunto. Descreve-se também um estudo de caracterização dessas propriedades e respectivos resultados com a sua discussão. Finalmente, apresenta-se um estudo complementar de correlação das propriedades mecânicas com ensaios não destrutivos, visando a obtenção de ferramentas de controlo de qualidade dos elementos estruturais fabricados com o betão de alta resistência obtido.

No Capítulo 4 – Comportamento à Rotura de Vigas de Grande Vão Prefabricadas em BAR Pré-Esforçado, abordam-se as principais questões relacionadas com o comportamento à rotura de elementos estruturais sujeitos predominantemente a flexão e apresenta-se um estudo de

caracterização desse comportamento. O capítulo inicia-se com um levantamento do estado da arte, incluindo a influência das propriedades mecânicas do material, na concepção e comportamento estrutural de elementos fabricados em betão de alta resistência. Segue-se a definição e fabrico de vigas de grande vão pré-esforçadas em betão de alta resistência. Por fim, apresenta-se um programa experimental de caracterização do comportamento à rotura dessas vigas e os resultados obtidos com a sua discussão.

No Capítulo 5 – Comportamento Diferido de Vigas de Grande Vão Prefabricadas em BAR Pré-Esforçado, apresenta-se um programa experimental de caracterização do comportamento em serviço destes elementos estruturais, os resultados obtidos e respectiva discussão.

C a p í t u l o 2

Formulação de Betões de Alta Resistência

2.1 O material betão

2.1.1 Introdução

Quando, em 1812, Louis Vicat iniciou os estudos sobre a cozedura conjunta de calcário e argila que levaram à invenção de um ligante artificial, cujo fabrico vem a ser patenteado em 1824 por Joseph Aspdin com a denominação de cimento Portland, começou a generalizar-se o uso de um novo material de construção, composto por uma mistura de pedras, areias, cimento Portland e água [79, 116]. A este material deu-se o nome de betão.

O betão apresenta características notáveis que facilitaram a sua disseminação: em estado fresco comporta-se como material plástico, permitindo uma colocação em obra fácil, adoptando a forma dos moldes e adequando-se à realização de estruturas com formas diversificadas; o seu endurecimento faz-se tanto ao ar livre como submerso; após endurecimento, comporta-se como um material estável e duradouro, com a particularidade das suas propriedades mecânicas melhorarem com o tempo.

A evolução do betão foi pouco significativa durante cerca de um século, mantendo-se quase inalterada a sua composição inicial. Apenas em 1938 surgem os primeiros adjuvantes químicos com o objectivo de melhorar ou alterar, de acordo com as necessidades, algumas das suas propriedades, nomeadamente a sua resistência [277].

A partir de 1950, surgem no Japão os primeiros estudos de investigação com adjuvantes redutores de água, com o objectivo de melhorar algumas propriedades como a plasticidade, a compacidade e a resistência [116, 277].

Na década de 70 do sec. XX surgem os maiores desenvolvimentos na tecnologia dos betões com novidades a serem introduzidas por vários sectores industriais associados à produção de betão. A

indústria cimenteira foi desenvolvendo o material cimento, introduzindo cimentos com propriedades distintas dos existentes, mas acima de tudo com resistências superiores. A indústria química (principalmente no Japão e Alemanha) foi apresentando agentes dispersantes de elevado desempenho à base de moléculas orgânicas complexas, permitindo grandes reduções de água de composição, melhorando a trabalhabilidade e aumentando a resistência. No Canadá e em alguns países nórdicos, iniciaram-se estudos de investigação com vista ao aproveitamento de subprodutos da indústria de altos fornos, conhecidos por sílicas de fumo, como adição para o betão, com o objectivo de melhorar algumas propriedades do betão como a compacidade, resistência ao ambiente e também as suas propriedades mecânicas [79, 116, 197, 277].

Estes desenvolvimentos levaram ao surgimento de uma nova geração de betões, com características melhoradas ao nível das propriedades mecânicas, da reologia em estado fresco, da compacidade, da resistência ao ambiente exterior, da durabilidade, designados geralmente como betões de elevado desempenho (BED).

2.1.2 Evolução histórica

De acordo com Malinowsky [197], citado por González-Isabel [116], as edificações mais antigas construídas num material que se pode assumir como sendo um betão, são de há 9000 anos em Yiftah (Israel). Sousa Coutinho [79] refere a descoberta em Lepenski Vir (Sérvia) de um betão datado de 5600 a.C., aplicado no pavimento de uma habitação, utilizando como ligante uma cal parda. Mais tarde, no século II a.C., os romanos empregaram largamente uma mistura de pedras, areia, cal e água na construção de diversas obras como aquedutos, pontes, cais, molhes e grandes edifícios.

Em 1819, Louis Vicat é autorizado pela Academia de Ciências de Paris a utilizar o ligante artificial que tinha inventado (cimento Portland) na construção da ponte de Souillac sobre o rio Dordogne, dando início à aplicação do betão moderno em construções. Contudo, o impulso decisivo para a massificação deste novo material surge quando em 1848 Joseph-Louis Lambot inventa o betão armado, aplicando-o na construção de um barco que figura na Exposição Universal de Paris de 1855 e depois, em 1898, quando o arquitecto Auguste Perret começa a tirar partido das propriedades deste material na arquitectura da época [79].

Em Portugal, iniciou-se o fabrico de cimento Portland em 1894 na fábrica de cimento Tejo situada em Alhandra (actual Centro de Exploração de Alhandra da CIMPOR) [28]. Admite-se que as primeiras obras importantes realizadas no nosso país tenham sido a reconstrução da antiga Fábrica

de Moagem de Trigo do Caramujo na Cova da Piedade (1896) e o pavimento da sala dos actos da Escola Médica de Lisboa (1898) [28, 109].

Os primeiros regulamentos de betão surgem em França por volta de 1906, na Alemanha em 1907, nos EUA em 1910 e, em 1918, era publicado o primeiro regulamento em Portugal – *Instruções regulamentares para o emprego do betão armado, Decreto 4036 de 28 de Março de 1918*.

O valor admitido para a resistência à compressão do betão foi evoluindo desde a publicação dos primeiros regulamentos. Nos EUA, o valor aumentou de 4,3 *MPa*, do código de 1910, para 50 *MPa*, admitido pela primeira vez em 1956 para a construção da estrutura da *Executive House* em Chicago [116].

Até 1970 as recomendações do CEB/FIP não contemplavam resistências à compressão do betão superiores a 50 *MPa*. Em 1975, o CEB estabelece o valor máximo desta propriedade em 60 *MPa* para, três anos depois, no Código Modelo 78, limitar novamente o valor da resistência à compressão para estruturas de betão em 50 *MPa*. Este limite só será alterado pelas recomendações da FIP em 1984 e ampliado, posteriormente, no Código Modelo 90 do CEB/FIP [63], para 80 *MPa*.

Em Portugal, o Regulamento do Betão Armado de 1935 [1] limita o valor da resistência à compressão a 4 *MPa* para peças sujeitas a compressão simples e a 5 *MPa* para peças sujeitas a flexão. O Regulamento de Estruturas de Betão Armado de 1967 (REBA) [252] admite a utilização excepcional de betões com resistência até 40 *MPa*, determinada em provetes cúbicos de 20 *cm* de aresta, dependente de justificação específica nos aspectos técnico e económico e da comprovação de existência de fiscalização eficiente em obra, capaz de garantir o controlo de fabrico do betão. No REBAP 83 [253] a classe de betão de resistência mais elevada é a B55 com valores característicos da tensão de rotura por compressão de 55 *MPa* em provetes cúbicos ou de 50 *MPa* em provetes cilíndricos.

Na versão de Dezembro de 2004 do Eurocódigo 2 [68], a classe de betão de maior resistência especificada é a C90/105 com valores característicos da tensão de rotura por compressão de 90 e 105 *MPa* referida, respectivamente, a provetes cilíndricos e a provetes cúbicos.

2.2 Composição de betões

2.2.1 Introdução

A proporção dos componentes do betão começou por ser obtida de forma empírica [191]. A necessidade de obter betões com consistência adequada para a mistura e com compacidade e estabilidade químicas potenciadoras de resistências elevadas, motivou muitos investigadores a procurarem regras e critérios de composição.

Feret, em 1896, descobria a relação entre a resistência à compressão e a compacidade, definindo-a como o quociente entre a dosagem de cimento e a soma dos volumes de água e vazios. Na sequência dos trabalhos de Feret sobre a granulometria que deveria conduzir ao máximo de compacidade, Fuller e Thompson, em 1907, propunham pela primeira vez uma curva granulométrica de mistura óptima dos agregados. Abrams, em 1918, introduz a noção de módulo de finura e trabalhabilidade, a partir das quais Bolomey, em 1925, apresenta uma curva granulométrica de composição melhorada em relação à proposta por Fuller e Thompson. Em 1937, Caquot precisa o conceito de efeito de parede, na sequência do qual Faury apresenta, em 1941, uma nova curva granulométrica de referência para a composição de betões [79].

Apesar destes estudos, os regulamentos adoptaram uma filosofia baseada na definição de receitas fixas de composição de betões. Por exemplo, em 1918, as Instruções Regulamentares para o Emprego do Betão Armado (Decreto 4036 de 28 de Março) impunham uma composição para o betão formada por 800 litros de brita, 400 litros de areia e 350 *kg* de cimento Portland, sem qualquer referência ao volume e qualidade de água ou à qualidade dos agregados. Embora Sousa Coutinho [79] considere que o primeiro documento sobre o cálculo da composição do betão em Portugal se deve a Rocha e Melo em 1932, d'Almeida Graça em 1929 [117] indica os cuidados a ter na composição, na compactação e na cura do betão.

Quando, em 1935, foi publicado o segundo Regulamento do Betão Armado [1], as condições relativamente ao estudo de composição do betão não se alteraram significativamente. No REBA [252] remete-se o estudo da composição, as condições de fabrico e aplicação em obra para legislação específica a publicar, o Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos (RBLH) [251], que só veio a ser publicado em 1971. No regulamento português em vigor (REBAP 83 [253]) continuou a remeter-se a composição do betão para o RBLH [251] de 1971.

2.2.2 Conceitos fundamentais

O betão é um material constituído pela mistura, devidamente proporcionada, de ligantes (cimento, adições), agregados (grossos e finos), água, adjuvante(s) e um certo volume de ar. De modo a compreender o papel de cada um destes constituintes, importa perceber um conjunto de conceitos e definições associadas à tecnologia dos betões e sua composição.

2.2.2.1 Equação fundamental da composição de betões

A partir da constituição do betão pode escrever-se a primeira expressão que está na base da formulação de betões, designada como "*expressão dos volumes absolutos*":

$$c + ad + \sum_{i=1}^n m_i + a + adj + vv = 1 \quad (2.1)$$

sendo, por unidade de volume aparente de betão, c - o volume absoluto do cimento, ad - o volume absoluto da adição, $\sum m_i$ - a soma dos volumes absolutos dos agregados, a - o volume de água da amassadura, adj - o volume de adjuvante(s) e vv - o volume de vazios [79, 154, 190].

A partir desta expressão podem definir-se algumas expressões complementares [190], dos volumes dos subconjuntos mais importantes numa composição como sejam:

- Subdivisão dos volumes absolutos dos agregados,

$$\sum_{i=1}^n m_i = \sum_{i=1}^p mf_i + \sum_{i=p+1}^n mg_i \quad (2.2)$$

onde: $\sum mf_i$ é o somatório dos volumes absolutos das classes granulométricas finas ($d \leq 4,76 \text{ mm}$) - areias;

$\sum mg_i$ é o correspondente valor das classes granulométricas grossas ($d > 4,76 \text{ mm}$) - britas e godos.

- Volume dos constituintes sólidos do betão,

$$vps = c + ad + \sum_{i=1}^n m_i \quad (2.3)$$

- Volume absoluto dos constituintes fluidos do betão,

$$vpf = a + adj + vv \quad (2.4)$$

- Volume absoluto da pasta ligante por unidade de volume aparente de betão,

$$v_{pl} = c + ad + a + adj + vv \quad (2.5)$$

- Volume absoluto da argamassa por unidade de volume aparente de betão,

$$va = c + ad + \sum_{i=1}^p mf_i + a + adj + vv \quad (2.6)$$

Conhecidas as massa volúmicas dos constituintes do betão (μ_j), a equação em volume (2.1) pode facilmente transformar-se numa equação em massa, resultando naquela que é conhecida como a "equação fundamental da composição de betão" [79]:

$$\frac{C}{\mu_c} + \frac{Ad}{\mu_{ad}} + \sum_{i=1}^n \frac{M_i}{\mu_i} + A + \frac{Adj}{\mu_{adj}} + vv = 1 \quad (2.7)$$

2.2.2.2 Dimensão máxima dos agregados

A máxima dimensão dos agregados é um parâmetro essencial na definição da curva granulométrica. Para além de condicionar o betão pelo efeito de peneiração e pelo efeito de parede (§2.2.2.3) o seu valor deve ser ajustado à geometria e densidade de armadura das peças a moldar.

Para a caracterização comercial dos agregados é comum a definição da dimensão máxima do agregado (D_{max}) de acordo com as normas A.S.T.M. [33], como a "menor abertura da malha do peneiro da série através da qual passa uma quantidade de agregado igual ou superior a 90%" [79].

Outro critério, correntemente aceite, foi proposto por Faury [108] que definiu este parâmetro, para efeitos da formulação de betões, como sendo:

$$D_{max} = d_1 + (d_1 - d_2) \frac{x}{y} \quad (2.8)$$

onde d_1 – é a maior abertura do peneiro onde ficam retidos materiais;

d_2 – a abertura do peneiro de dimensão inferior a d_1 na série de peneiros utilizada;

x – a percentagem em peso retidas em d_1 ;

y – percentagem em peso que passaram em d_1 e ficaram retidas em d_2 .

Faury [108] caracterizou as dimensões de uma malha ou de uma abertura através do seu raio

médio, como sendo

$$\rho = \frac{a \times b}{2(a+b)} \quad (2.9)$$

para uma malha de dimensões a e b ou

$$\rho = \frac{e}{2} \quad (2.10)$$

para uma abertura de largura e .

Georges Dreux [190] limitou a máxima dimensão da classe mais grossa dos agregados em função do raio médio, de acordo com o critério:

$$D_{\max} \leq 2\rho \quad (2.11)$$

Deste critério pode concluir-se que a dimensão máxima do agregado deverá ser no máximo igual ao afastamento entre armaduras ou à espessura do recobrimento.

2.2.2.3 Efeito de parede e efeito da peneiração

O fenómeno de alteração da compacidade do betão na fronteira de um elemento confinante (armaduras ou face dos moldes) que leva à migração das partículas mais finas (argamassa e pasta) para preencher os vazios deixados pelo contacto dos agregados mais grossos com essa fronteira, foi caracterizado por Caquot em 1937 e designado por efeito de parede [79].

O volume de intervalos a preencher, devido ao efeito de parede, é função da área de contacto com a fronteira (A) e da dimensão máxima do agregado (D_{\max}). A superfície de contacto com o betão pode ser representada pelo raio hidráulico ou raio médio do molde (R), definido pelo quociente entre o volume do molde e a superfície das paredes do molde confinante do betão.

A partir destes conceitos, Faury [108] propôs, para obviar ao efeito de parede, um condicionamento da dimensão máxima do agregado em função do raio médio do molde do tipo:

$$\frac{R}{D_{\max}} > 0,75 \quad (2.12)$$

O efeito de peneiração é devido ao facto das malhas e aberturas formadas pelas armaduras poderem provocar a segregação ou peneiração do betão. A dificuldade de passagem do betão por estas é tanto maior quanto maior forem: a máxima dimensão do agregado, a percentagem de

agregado grosso, a consistência e o atrito interno das partículas de maiores dimensões; e ainda, quanto menor for a energia de compactação [79].

O efeito de peneiração varia no mesmo sentido que a relação D_{max}/ρ , tendo Faury [108] recomendado as seguintes relações:

- Para agregados grossos rolados $\rightarrow \frac{D_{max}}{\rho} < 1,4$ (2.13)

- Para agregados grossos britados $\rightarrow \frac{D_{max}}{\rho} < 1,2$ (2.14)

Segundo Dreux os valores propostos por Faury podem ser aumentados, até cerca de 2.

2.2.2.4 Consistência

Com a amassadura do betão pretende-se homogeneizar os seus constituintes de modo a que o mesmo possa ser transportado, colocado, compactado e acabado mantendo essa homogeneidade, sem segregação, em qualquer umas destas fases do processo. A propriedade associada a essa capacidade de manter a homogeneidade designa-se genericamente por *consistência*.

Esta noção é bastante vaga pois o betão pode variar, no estado fresco, de praticamente fluido a quase sólido. O conceito de consistência mobiliza um número significativo de propriedades, como sejam:

- o *ângulo de atrito interno*, *coesão* e *viscosidade* relacionadas com a maior ou menor mobilidade da massa de betão;
- a *massa volúmica* relacionada com a compactação; e
- a *segregação* e *exsudação*, relacionadas com a estabilidade da mistura.

Por isso, em função do objectivo da determinação da consistência, a sua medição faz-se por diferentes métodos, caracterizando cada um deles, fundamentalmente, uma propriedade ou quando muito a associação de algumas.

Face a esta dificuldade a NP EN 206-1:2005 [147] elegeu quatro métodos de medição da consistência: o ensaio de abaixamento, o ensaio Vêbê, o ensaio de compactabilidade e o ensaio de espalhamento. A consistência, de acordo com esta norma, define-se pela inclusão numa classe de consistência em função do método seleccionado para a sua caracterização. As classes de

consistência definidas para métodos diferentes não são directamente relacionáveis.

A classificação da classe de consistência deve ser efectuada de acordo com as normas NP EN 12350-1:2002 [135] (amostragem), NP EN 12350-2:2002 [136] (ensaio de abaixamento), NP EN 12350-3:2002 [137] (ensaio Vêbê), NP EN 12350-4:2002 [138] (ensaio de compactabilidade) e NP EN 12350-5:2002 [139] (ensaio de espalhamento).

A escolha do método, ou métodos, de ensaio da consistência depende de muitos factores e das características intrínsecas de cada um deles.

O mais generalizado é o ensaio de abaixamento do cone de Abrams (Figura 2.1), pela simplicidade do ensaio e do equipamento necessário, encontrando-se praticamente qualquer estaleiro ou laboratório equipado para este ensaio. Este método apresenta melhores resultados quando se pretende classificar a consistência de betões mais fluidos [79, 190], embora se torne menos adequado quando os limites de consistência se aproximam dos observáveis nos betões auto-compactáveis. É ainda particularmente adequado como ensaio de estaleiro para detectar variações na composição do betão [79].



Figura 2.1: Ensaio de abaixamento do cone de Abrams

O ensaio Vêbê, ensaio de vibração e compactação, é um ensaio particularmente adequado para quantificar a consistência em betões que precisam de ser vibrados e para os quais se deseja determinar a energia e tempo de compactação que conduzem à máxima compacidade. Pelas características do ensaio, é mais adequado para a classificação da consistência em betões menos fluidos [79, 190].

O ensaio de espalhamento (Figura 2.2) é o ensaio mais adequado para a classificação de betões muito fluidos e betões auto-compactáveis.



Figura 2.2: Ensaio de espalhamento de um betão auto-compactável branco [98]

2.2.3 Metodologia

O conjunto de conceitos e de procedimentos que estão na base da formulação de betões foram obtidos fundamentalmente através da experimentação, resultando portanto num conjunto de saberes empíricos. Assim, uma vez definida teoricamente a composição pretendida é necessário executar amassaduras experimentais, de forma a ensaiar e corrigir a composição inicial, num processo iterativo, por aproximações sucessivas, até o resultado obtido ser o desejado [154].

Uma metodologia adequada para a formulação de betões deve, portanto, compreender um conjunto de fases de modo a que, partindo das necessidades especificadas para o betão, seja possível obter o produto final que se deseja.

Apresenta-se, seguidamente, uma metodologia racional, idêntica a outras propostas por autores como Lourenço [190, 192] e Sousa Coutinho [79], de composição de betões de granulometria óptima, categoria em que se enquadram os betões deste estudo.

A primeira fase compreende a especificação de comportamento do betão desejado (§2.2.4).

A fase subsequente compreende a selecção racional e caracterização dos constituintes (§2.2.5) em função do tipo de betão e obra a que se destina. Esta selecção e caracterização deve incidir sobre a totalidade dos constituintes: cimento, adição(ões), agregados, adjuvante(s) e água.

As fases seguintes compreendem a previsão da compacidade da pasta (§2.2.6), a quantificação dos constituintes da pasta ligante (§2.2.7) e a quantificação e gradação dos agregados (§2.2.8).

A composição teórica, obtida no final da aplicação desta metodologia, deve ser validada experimentalmente nos parâmetros de especificação do comportamento.

Caso não seja validada, deve corrigir-se o estudo adequando a selecção de materiais, modificando a compacidade ou simplesmente alterando a quantificação e gradação dos agregados. Esta é a fase de cariz empírico da metodologia, tornando-se muito importante a sensibilidade adquirida experimentalmente em formulação de betões.

2.2.4 Especificação do betão

Num enquadramento industrial, europeu, faz sentido que o betão seja especificado pela NP EN 206-1:2005 [147]. Esta norma admite a especificação do betão de duas formas: como betão de comportamento especificado ou, como betão de composição prescrita. O método a escolher dependerá, certamente, do modo como se faz a aquisição do betão para o elemento em causa ou de como se organizem, internamente, os procedimentos de qualidade.

Neste estudo, faz sentido a especificação do comportamento do betão, em estado fresco e endurecido, de acordo com o previsto na NP EN 206-1:2005 [147], incluindo os seguintes aspectos fundamentais:

- classe de resistência à compressão;
- classe de exposição ambiental;
- classe de consistência;
- máxima dimensão do agregado.

2.2.5 Selecção e caracterização dos constituintes

A selecção racional dos constituintes do betão é uma fase importante da metodologia de formulação de um betão. Deve ser realizada com base no conhecimento aprofundado das propriedades de cada constituinte e da sua contribuição para as propriedades do betão fresco e endurecido.

A importância do conhecimento das propriedades dos constituintes tem sido referida por diversos autores [29, 43, 44, 79, 116, 190, 192, 217, 219, 245].

Nos parágrafos seguintes abordam-se os aspectos mais importantes dos constituintes do betão e das suas propriedades fundamentais, a considerar na sua selecção racional para a formulação de betões.

2.2.5.1 Cimento

O cimento é um ligante hidráulico artificial, resultante da mistura devidamente proporcionada de carbonato de cálcio (calcário), silicatos de alumínio e ferro (argila) e outras substâncias ricas em sílica, alumina ou ferro. Estas substâncias, quando sujeitas a temperaturas da ordem dos 1450 °C, reagem quimicamente formando um novo composto químico com percentagens variáveis de óxido de cálcio (CaO), sílica (SiO₂), alumina (Al₂O₃), óxido de ferro (Fe₂O₃) e também com percentagens inferiores de outros compostos alcalinos e metálicos [79].

Estes constituintes mineralógicos no processo de fabrico, devido à acção das altas temperaturas, transformam-se nos componentes principais do cimento: o silicato tricálcico (3CaO.SiO₂), o silicato bicálcico (2CaO.SiO₂), o aluminato tricálcico (3CaO.Al₂O₃) e o aluminoferrato tetracálcico (4CaO.Al₂O₃.Fe₂O₃) [79, 116].

A importância de cada um destes compostos, bem como a sua influência no comportamento, é variável no betão. O desenvolvimento da resistência é principalmente afectado pelo teor de silicato tricálcico, silicato bicálcico e aluminato tricálcico: o primeiro contribui fortemente para o desenvolvimento da resistência em idades muito jovens e para a resistência final; o segundo, o desenvolvimento de resistências em idades posteriores; o terceiro tem uma particular influência nas primeiras idades [8].

Assim, quando não é necessária uma resistência inicial alta mas se desejam resistências finais elevadas, deve escolher-se um cimento com menor conteúdo em aluminato tricálcico e maior conteúdo de silicato bicálcico e tricálcico; quando se desejam resistências iniciais mais elevadas deve privilegiar-se um cimento com teores superiores de aluminato tricálcico. Refira-se, no entanto, que um teor superior de aluminato tricálcico faz desenvolver um calor de hidratação superior no cimento do betão.

A classificação de um cimento encontra-se normalizada pela NP EN 197-1:2001 [134]. No Quadro 2.1 resumem-se as principais características exigidas aos tipos mais comuns de cimentos Portland produzidos em Portugal.

Pela importância que o constituinte cimento desempenha no betão, tanto no que respeita ao comportamento como pelo custo associado ao peso do mesmo na formulação de um betão, a sua escolha deve ser criteriosa.

Quadro 2.1: Características exigidas aos cimentos Portland fabricados em Portugal de acordo com NP EN 197-1:2001 [134]

| Especificações | CEM I 52,5R | CEM I 42,5R | CEM II/A-L 42,5R | CEM II/B-L 32,5N |
|----------------------------------|-------------|---------------|------------------|------------------|
| Composição: | | | | |
| Clínquer Portland [%] | ≥95 | ≥95 | ≥80 e ≤94 | ≥65 e ≤79 |
| Calcário [%] | | | ≥6 e ≤20 | ≥21 e ≤35 |
| Constituintes Adicionais [%] | ≤5 * | ≤5 * | ≤5 * | ≤5 * |
| Resistências Mecânicas: | | | | |
| 2 dias [MPa] | ≥30 | ≥20 | ≥20 | ≥16 |
| 28 dias [MPa] | ≥52,5 | ≥42,5 e ≤62,5 | ≥42,5 e ≤62,5 | ≥32,5 e ≤52,5 |
| Características Físicas: | | | | |
| Início de Presa [min] | ≥45 | ≥60 | ≥60 | ≥75 |
| Expansibilidade [mm] | ≤10 | ≤10 | ≤10 | ≤10 |
| Características Químicas: | | | | |
| Perda ao Fogo – PF [%] | ≤5,0 | ≤5,0 | | |
| Resíduo Insolúvel – RI [%] | ≤5,0 | ≤5,0 | | |
| Sulfatos - SO ₃ [%] | ≤4,0 | ≤4,0 | ≤4,0 | ≤3,5 |
| Cloretos – Cl [%] | ≤0,10 | ≤0,10 | ≤0,10 | ≤0,10 |

* Sulfato de cálcio regulador de presa

2.2.5.2 Adições

De modo a concretizar de forma inequívoca o que se entende por adições nesta metodologia de formulação de betões, adopta-se a definição de adição constante na norma NP EN 206-1:2005 [147].

A NP EN 206-1:2005 define adição, como um material finamente dividido, utilizado no betão com a finalidade de lhe melhorar certas propriedades ou alcançar propriedades especiais [147]. A referência [147] considera admissível para utilização na composição de betões, dois tipos de adições inorgânicas: adições quase inertes (adição do tipo I) e adições pozolânicas ou hidráulicas latentes (adição do tipo II).

As primeiras são produtos nos quais se incluem os *fileres* calcários ou os pigmentos.

Nas segundas distinguem-se as *adições pozolânicas*, onde se enquadram as pozolanas propriamente ditas, as cinzas volantes e as sílicas de fumo, e as *adições hidráulicas latentes* como as escórias (granuladas) de alto forno e cais hidráulicas.

Os critérios de conformidade e aplicação na formulação de betões encontram-se regulamentados para algumas adições. São exemplos as normas NP EN 12620:2004 [146] e EN 12878 [65] para adições do tipo I e NP EN 450:1995 [132] e prEN 13263:1998 [67] para adições do tipo II.

Quadro 2.2: Características de algumas adições minerais para betão [205]

| Classificação | Composição química e mineralógica | Características das partículas |
|--|---|---|
| Pozolanas muito activas: | | |
| Sílica de fumo ou microsílica | Sílica pura (SiO_2) em estado vítreo | Pó finíssimo de partículas esféricas de dimensão $<0,1 \mu\text{m}$ |
| Cinzas de arroz | Sílica pura (SiO_2) em estado vítreo | Partículas de dimensão $<45 \mu\text{m}$ |
| Cimentícias ou pozolânicas: | | |
| Escórias de alto forno (cimentícias) | Normalmente silicatos vítreos de cálcio, magnésio, alumínio e silício. | Antes de tratados, semelhante a uma areia com 10-15% de humidade. Utilizam-se desidratadas e trituradas em partículas de dimensão $<45 \mu\text{m}$ |
| Cinzas volantes com elevado teor de cálcio (cimentícias e pozolânicas) | Maioritariamente silicatos vítreos contendo cálcio, magnésio e alumínio e alcalis (Na_2O , K_2O). Pequenas quantidades de matéria cristalina de SiO_2 , aluminato tricálcico, CaO livre. | Pó com 10-15% de partículas de dimensão $>45 \mu\text{m}$. Restante em partículas esféricas de dimensão $<20 \mu\text{m}$. |
| Pozolanas normais: | | |
| Cinzas volantes com baixo teor de cálcio | Maioritariamente silicatos vítreos contendo alumínio, ferro e alcalis (Na_2O , K_2O). Pequenas quantidades de matéria cristalina de quartzo, hematites e magnetites. | Pó com 10-15% de partículas de dimensão $>45 \mu\text{m}$. Restante em partículas esféricas de dimensão $<20 \mu\text{m}$. |
| Pozolanas naturais | Pozolanas naturais com silicatos de alumínio vítreos, pozolanas naturais contendo quartzo, feldspatos e mica. | Partículas de dimensão $>45 \mu\text{m}$ e textura áspera. |
| Pozolanas pouco activas: | | |
| Escórias de alto forno arrefecidas lentamente, escórias de caldeiras e cinzas de arroz normais | Silicatos cristalinos com uma pequena percentagem de material vítreo. | Têm de ser triturados até partículas muito finas para que desenvolvam actividade pozolânica. A sua textura é rugosa. |

2.2.5.3 Agregados

Os agregados podem classificar-se em naturais, artificiais ou resultantes de materiais previamente usados na construção [147]. Podem também classificar-se em agregados de massa volúmica normal, com uma massa volúmica compreendida entre 2000 e 3000 kg/m^3 , e agregados leves, com uma massa volúmica inferior ou igual a 2000 kg/m^3 [66].

As propriedades essenciais que se exige aos agregados são:

- forma e dimensões proporcionadas adequadas;
- resistência mecânica adequada;
- propriedades térmicas adequadas;
- propriedades químicas relativamente ao ligante e às acções exteriores adequadas;
- isenção de substâncias prejudiciais.

Os agregados naturais podem classificar-se em função da forma em *agregados rolados* e *agregados britados*. A forma dos primeiros é determinada por processos erosivos naturais, com grãos mais ou menos arredondados, de que são exemplos as areias roladas e os godos. A forma dos segundos é resultante de processos mecânicos de trituração de rochas naturais, apresentando habitualmente forma angulosa, de que são exemplos as areias britadas e as britas [190, 192].

A forma dos agregados influi muito sobre algumas propriedades do betão, fundamentalmente em estado fresco, como sejam a consistência, ângulo de atrito interno, compacidade e todas as que dependem da quantidade da água de amassadura [29, 48, 79, 116].

Definem-se como partículas achatadas, aquelas cuja relação espessura/largura é inferior a 0,5 e como partículas alongadas, aquelas cuja relação comprimento/largura é superior a 1,5. Os agregados mais adequados para betão devem ter uma percentagem inferior a 50% de partículas achatadas e alongadas.

Em termos de resistência mecânica os agregados mais adequados para betão devem ser provenientes de rochas com tensões de rotura à compressão superior a 60~70 MPa , valor que os agregados correntemente utilizados em Portugal possuem [48, 79]. Quando se desejem betões com resistência à compressão muito elevada é necessário utilizar agregados com tensões de rotura superiores a estas [116, 119]. Este aspecto será desenvolvido de forma mais aprofundada no §2.3.

Agregados obtidos a partir de rochas com coeficiente de dilatação térmica inferior a $5 \times 10^{-6} / ^\circ C$ não são adequados para o fabrico de betão. As rochas mais vulgares dentro deste grupo são

alguns grés calcários de grão fino e alguns mármore [229]. A sua inaptidão para o fabrico do betão foi demonstrada num trabalho que explicava um acidente grave pela inadequação das propriedades térmicas dos agregados [236].

As propriedades químicas, mormente as que condicionam a ligação ligante/agregado, estão relacionadas com os minerais presentes na rocha de origem dos agregados. Rochas cujos minerais dominantes sejam a calcite, minerais siliciosos não alterados, calcário, dolomites, ortose e quartzo são geralmente adequadas para betão pois estabelecem ligações químicas resultantes da reactividade das suas superfícies com os componentes hidratados do cimento [48, 79, 116].

As impurezas que se podem encontrar nos agregados de betão estão relacionadas normalmente com a sua origem. Os agregados sedimentares, pelo seu processo de formação e pela diversidade das rochas de origem, são os que mais facilmente podem conter impurezas que condicionem a sua utilização. As principais impurezas dos agregados são: as de origem orgânica (p.e. presença de matéria orgânica), as de origem mineral (p.e. presença de sais) e as partículas de dimensão inferior à das partículas de cimento (p.e. argilas e siltes).

Os critérios de conformidade dos agregados para aplicação na composição de betões encontram-se regulamentados pela norma NP EN 12620:2004 [146].

2.2.5.4 Água de amassadura

A água de amassadura tem como função promover as reacções de hidratação do ligante, molhar os agregados, permitir a mistura homogénea dos constituintes do betão e contribuir para a consistência adequada à sua colocação. De todas estas funções, a mais importante é a de natureza química, pelo que é fundamental a água ter características adequadas.

A sua aptidão para o fabrico de betão encontra-se regulamentada pela norma NP EN 1008:2003 [140].

2.2.5.5 Adjuvantes

Tal como adoptado para a definição de adições e de modo a concretizar de forma inequívoca o que se entende por adjuvante, nesta metodologia de formulação de betões adopta-se a definição de adição constante na norma NP EN 206-1:2005 [147].

A NP EN 206-1:2005 define adjuvante como o material adicionado durante o processo de mistura do betão, em pequenas quantidades em relação à massa do ligante, com o objectivo de modificar

as propriedades do betão fresco ou endurecido [147].

Actualmente, quase não se consegue conceber a formulação de um betão sem o recurso a um adjuvante de modo a melhorar uma ou mais das suas propriedades, sendo as mais comuns as seguintes:

- aumentar a trabalhabilidade, mantendo ou reduzindo a água;
- reduzir a água com o objectivo de aumentar a resistência;
- acelerar ou retardar o processo de presa;
- acelerar ou retardar o endurecimento;
- diminuir a permeabilidade à água;
- melhorar a resistência aos ciclos gelo/degelo;
- inibir ou diminuir a corrosão das armaduras;
- modificar a viscosidade;
- compensar a retracção.

A selecção de um adjuvante deve ser efectuada em função da propriedade que se deseja melhorar, das características específicas de cada produto, após consulta da respectivas fichas técnicas, e de ensaios para melhor aferir o adjuvante ao objectivo a alcançar. Por vezes, é necessária a realização de ensaios mais completos quando se deseja obter o máximo desempenho para o adjuvante, como se explicitará posteriormente neste capítulo (§2.3.3.5 e §2.5).

Os requisitos e critérios de conformidade dos adjuvantes para utilização na formulação de betões encontram-se regulamentados pela norma NP EN 934-2:2000 [133].

2.2.6 Previsão da compacidade

Definindo *compacidade* de um betão [192] como o volume absoluto dos seus constituintes sólidos (2.3), por unidade de volume aparente desse betão,

$$\sigma = \frac{vps}{1} \quad (2.15)$$

e *índice de vazios* do betão [192] como o volume absoluto dos seus constituintes fluidos (2.4), por unidade de volume aparente desse betão,

$$I = \frac{vpf}{1} \quad (2.16)$$

substituindo (2.15) e (2.16) na equação (2.1), pode escrever-se,

$$\sigma + I = 1 \quad (2.17)$$

o que permite concluir que a compacidade e o índice de vazios são complementares no volume unitário.

Faury [108] definiu uma expressão do índice de vazios com duas parcelas,

$$I = \frac{K}{\sqrt[5]{D_{\max}}} + \frac{K'}{\frac{R}{D_{\max}} - 0,75} \quad (2.18)$$

onde: K – coeficiente numérico, dependente da consistência do betão, da potência de compactação, da natureza dos agregados e também da utilização de adjuvantes que modifiquem a reologia do betão fresco (ver Quadro 2.3);

D_{\max} – a dimensão máxima do agregado calculada de acordo com (2.8);

K' – parâmetro dependente da potência de compactação (ver Quadro 2.4);

R – raio médio do molde da peça de acordo com o definido no §2.2.2.3.

Quadro 2.3: Valores de K para a utilização da expressão do índice de vazios de Faury [190]

| Designação da consistência | Meios de compactação | Classes de consistência | Betão sem adjuvante | Betão com dosagem intermédia de plastificante | Betão com dosagem intermédia de super-plastificante | Betão com forte dosagem de super-plastificante |
|----------------------------|----------------------|-------------------------|---------------------|---|---|--|
| Terra húmida | Meios especiais | V1 a V2 | 0,280 | 0,260 | 0,250 | 0,240 |
| Seca | Vibração potente | S1 ou C1 a C2 | 0,310 | 0,290 | 0,270 | 0,245 |
| Plástica | Vibração corrente | S2 ou C3 | 0,340 | 0,320 | 0,290 | 0,270 |
| Muito plástica | Vibração fraca | S3 | 0,370 | 0,345 | 0,310 | 0,295 |
| Fluida | Sem compactação | S4 | 0,400 | 0,375 | 0,340 | 0,315 |

Quadro 2.4: Valores de K' para a utilização da expressão do índice de vazios de Faury em função dos meios de compactação [190]

| Vibração muito potente | Vibração corrente | Sem compactação |
|------------------------|-------------------|-----------------|
| 0,002 | 0,003 | 0,004 |

2.2.7 Quantificação dos constituintes da pasta

Definindo o volume absoluto de ligante por unidade de volume aparente de betão como,

$$vl = c + ad = \frac{C}{\mu_c} + \frac{Ad}{\mu_{ad}} \quad (2.19)$$

pode definir-se compacidade da pasta ligante como sendo,

$$\gamma = \frac{vl}{vpl} = \frac{c + ad}{c + ad + a + adj + vv} \quad (2.20)$$

Esta definição de compacidade da pasta ligante foi proposta por Feret em 1896 [79], que a relacionou com a resistência à compressão através da expressão,

$$f_{c,j} = k_{1j} \times \gamma^2 \quad (2.21)$$

onde $f_{c,j}$ é o valor da tensão de rotura à compressão à idade j e k_{1j} é um parâmetro determinado experimentalmente, caracterizador do tipo de cimento ou mistura ligante ($c+ad$) [190].

Valores para k_{1j} podem ser encontrados em diversa bibliografia destacando-se a título de exemplo, Lourenço [190], Dias [98] e Júlio [155]. Na referência [190] encontram-se valores para os 7 e 28 dias, de diferentes associações de cimento CEM I 42,5R com percentagens variáveis de cinzas volantes, desde 0 a 30% em intervalos de 5% e de associações de cimento CEM I 42,5R com 5, 10 e 15 % de sílicas de fumo.

A partir do valor de $f_{c,j}$ especificado para o betão em estudo, determina-se por (2.21) o valor de γ e, sucessivamente, a partir das expressões (2.20), (2.19), (2.18) e (2.16), a dosagem de ligante por unidade de volume aparente de betão,

$$vl = c + ad = \frac{\gamma \times I}{1 - \gamma} \quad (2.22)$$

Para completar a quantificação dos constituintes da pasta, torna-se necessário conhecer o volume de vazios e a água de amassadura. Na previsão do volume de vazios (vv) é mais eficaz tomar, inicialmente, um valor como o indicado no Quadro 2.5.

Quadro 2.5: Volume de vazios em função da dimensão máxima do agregado [189]

| Máxima dimensão dos conjunto dos agregados | 9,5 | 12,7 | 19,1 | 25,4 | 38,1 | 50,8 |
|---|-----|------|------|------|------|------|
| Volume de vazios [litros de ar/m ³ de betão] | 30 | 25 | 20 | 15 | 10 | 5 |

Definido um volume de vazios, a determinação da água de amassadura pode realizar-se pela definição de índice de vazios do betão (2.16), resultando:

$$a = I - adj - vv \quad (2.23)$$

A água de amassadura, como foi referido em §2.2.5.4, inclui a água destinada à molhagem dos agregados e a água necessária à hidratação do ligante.

O conceito de água de molhagem do agregado foi introduzido em 1890 por Paul Alexandre [79], que considerou a água de amassadura dividida em duas parcelas: uma destinada à hidratação do ligante e obtenção de uma pasta ligante com consistência normal; e outra destinada à molhagem dos agregados, de modo a permitir a sua ligação com a pasta ligante.

Este conceito foi evoluindo, existindo actualmente um conjunto de expressões consideradas adequadas para estimar a água de amassadura de um betão, de que são exemplo as de Abrams, Bolomey e de la Peña [84].

2.2.8 Quantificação e gradação dos agregados

A quantificação e gradação dos agregados é a fase final da metodologia de formulação de um betão. Conhecido o volume da pasta ligante por unidade de volume aparente de betão, o volume dos agregados pode ser determinado a partir da expressão (2.1) como:

$$m = \sum_{i=1}^n m_i = 1 - vpl \quad (2.24)$$

O volume m distribui-se pelas classes dos agregados de modo a que a compacidade do betão seja a que foi prevista para as condições de colocação especificadas. Existem muitos processos de gradação dos agregados de modo a atingir o objectivo citado. Por exemplo, na referência [29], citam-se 20 processos.

Genericamente estes processos podem agrupar-se em três tipos [79]:

- os de realização de misturas experimentais com a pasta ligante e os agregados de modo a obter a composição que satisfaz os requisitos de trabalhabilidade e compacidade exigidos – por exemplo, o método Vallette é um dos mais racionais e económico para este processo [29, 79];
- a utilização de curvas granulométricas de referência, que representam a mistura que confere ao betão a compacidade e consistência previstas, sendo a curva da mistura real

dos agregados e cimento ajustada à curva granulométrica de referência – são exemplos, as curvas granulométricas de referência de Fuller-Thompson, Bolomey, Joisel, Faury, Dreux-Gorisse, McIntosh-Erntroy e “Road Research Laboratory nº4”. [29, 79, 108, 154, 189, 191];

- a utilização de composições pré-estabelecidas, normalizadas – são exemplos algumas composições especificadas em normas de países como os EUA, Reino Unido e Alemanha, onde os agregados se encontram normalizados em classes de granulometria [10, 79].

Do conjunto destes processos, aqueles que melhor se adaptam ao espírito da metodologia apresentada, bem como os que reúnem um maior consenso na sua adequabilidade, são os processos das curvas granulométricas de referência. Assim, apresentam-se algumas das curvas granulométricas de referência mais adoptadas (Fuller e Thompson, Bolomey e Faury).

A primeira curva granulométrica de referência foi proposta por Fuller e Thompson em 1907 [190], tendo estes autores admitido que a granulometria óptima era traduzida por uma curva parabólica de equação:

$$p'(d) = 100 \times \sqrt{\frac{d}{D_{\max}}} \quad (2.25)$$

onde $p'(d)$ – percentagem de passados em volume absoluto do conjunto de agregados em d (peneiro de malha de abertura d mm);

d – dimensão da malha do peneiro, em mm, onde passa determinada percentagem de elementos granulares do conjunto de agregados considerado;

D_{\max} – a dimensão máxima do conjunto de agregados em mm.

Em 1925, Bolomey [79] propõe uma curva granulométrica de referência, também parabólica, onde introduz um factor, variável em função da consistência do betão e do tipo de agregados, com a seguinte expressão:

$$p(d) = A_B + (100 - A_B) \times \sqrt{\frac{d}{D_{\max}}} \quad (2.26)$$

onde $p(d)$ – percentagem de passados em volume absoluto do conjunto de agregados, cimento e qualquer adição em d (peneiro de malha de abertura d mm);

d – dimensão da malha do peneiro, em mm, onde passa determinada percentagem de elementos granulares do conjunto de agregados considerado;

D_{\max} – a dimensão máxima do conjunto de agregados em mm;

A_B – parâmetro que varia com a natureza dos agregados e consistência do betão (ver Quadro 2.6).

Quadro 2.6: Valores do parâmetro A_B da curva de Bolomey em função da consistência do betão

| | Terra húmida a seca | Plástica a mole | Fluida |
|--------------------|---------------------|-----------------|---------|
| Agregados rolados | 6 a 8 | 10 a 12 | 12 a 14 |
| Agregados britados | 8 a 10 | 12 a 14 | 14 a 16 |

A curva granulométrica apresentada por Faury em 1941 [108], obtida na sequência dos trabalhos publicados por Albert Caquot em 1937 [191], é constituída por dois segmentos de recta num diagrama onde as ordenadas têm uma escala linear e as abcissas uma escala proporcional à raiz quinta das dimensões das partículas, correspondendo:

- o primeiro segmento ao conjunto de agregados granulares finos e médios, incluindo o cimento e eventuais adições, cujas dimensões estão entre $0,0065 \text{ mm}$ e $D_{max}/2$, com uma percentagem em volume absoluta definida por,

$$y = A_F + 17 \times \sqrt[5]{D_{max}} + \frac{B_F}{\frac{R}{D_{max}} - 0,75} \quad (2.27)$$

onde A_F e B_F são parâmetros que dependem da trabalhabilidade (ver Quadro 2.7) e da energia de compactação (ver Quadro 2.8), respectivamente. Neste intervalo a lei granulométrica de referência é definida por,

$$p(d) = y \times \frac{\sqrt[5]{0,0065} - \sqrt[5]{d}}{\sqrt[5]{0,0065} - \sqrt[5]{D_{max}/2}} \quad (2.28)$$

- o segundo segmento corresponde ao conjunto dos agregados granulares grossos, cujas dimensões estão compreendidas entre $D_{max}/2$ e D_{max} , com uma percentagem em volume absoluta definida por,

$$x = (100 - y) \quad (2.29)$$

sendo, neste intervalo, a lei granulométrica de referência definida por,

$$p(d) = \frac{x \times \sqrt[5]{d} + y \times \sqrt[5]{D_{max}} - 100 \times \sqrt[5]{D_{max}/2}}{\sqrt[5]{D_{max}} - \sqrt[5]{D_{max}/2}} \quad (2.30)$$

Quadro 2.7: Parâmetro A_F da curva granulométrica de Faury [190]

| Areias roladas e agregados grossos britados | Areias e agregados grossos rolados |
|--|--|
| $A_F=20+\text{valor do Slump pretendido, em cm}$ | $A_F=18+\text{valor do Slump pretendido, em cm}$ |

Quadro 2.8: Parâmetro B_F da curva granulométrica de Faury [190]

| Compactação potente | Compactação média | Compactação fraca |
|---------------------|-------------------|-------------------|
| 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Algumas destas curvas (Bolomey e Faury) compreendem a mistura granulométrica dos agregados e dos ligantes, sendo necessário transformá-las em curvas granulométricas que considerem apenas os agregados, como a totalidade de um conjunto granular de referência. Lourenço *et al.* [190], propõem para essa transformação a expressão,

$$p'(d) = p(d) - p_{c+ad} \times \frac{100}{100 - p_{c+ad}} \quad (2.31)$$

onde $p'(d)$ – percentagem de passados em volume absoluto do conjunto de agregados, em d (peneiro de malha de abertura d mm);

$p(d)$ – percentagem de passados, em volume absoluto, do conjunto de agregados, cimento e qualquer adição, em d (peneiro de malha de abertura d mm);

p_{c+ad} – percentagem em volume absoluto de ligante em relação à totalidade de material sólido, podendo determinar-se a partir da expressão:

$$p_{c+ad} = \frac{c + ad}{1 - I} \times 100 \quad (2.32)$$

A curva granulométrica da mistura define-se em função da série de peneiros que cobre o conjunto das dimensões das classes de agregados utilizados pela expressão [154, 189],

$$p_{mist}(d_j) = \sum_{i=1}^n p_i \times P_i(d_j) \quad (2.33)$$

onde $p_{mist}(d_j)$ é a percentagem da mistura das n classes de agregados utilizados que passa no peneiro de malha d_j ; p_i a proporção em volume absoluto com que o agregado i entra na mistura; e $P_i(d_j)$ a percentagem do agregado da classe i que passa através do peneiro de malha d_j .

O passo seguinte consiste em ajustar a curva granulométrica da mistura à curva granulométrica de referência, minimizando o erro Δ_j entre a curva granulométrica da mistura e a de referência para todos os valores de d_j ou seja:

$$\min \Delta_j = p_{mist} d_j - p' d_j \quad (2.34)$$

Lourenço, Coutinho e Madureira [189, 191, 193] sugerem um processo numérico de resolução do problema anterior baseado no método dos mínimos quadrados, definindo uma função igual ao somatório dos quadrados das diferenças em cada peneiro, cujas incógnitas são as proporções de cada classe de agregados p_i com $i=1..n$:

$$S(p_1, \dots, p_n) = \sum_{d_0}^{D_{\max}} [p_{mist} d_j - p' d_j]^2 \quad (2.35)$$

Como por definição,

$$\sum_{i=1}^n p_i = 1 \quad (2.36)$$

pode escrever-se,

$$p_1 = 1 - \sum_{i=2}^n p_i \quad (2.37)$$

transformando o problema, na determinação de $(n-1)$ incógnitas, que podem ser obtidas das equações de derivadas parciais, correspondentes à minimização da função soma e que se podem escrever abreviadamente como,

$$\left(\frac{\partial S}{\partial p_i} \right)_{i=2}^n = 0 \quad (2.38)$$

A resolução deste sistema de equações lineares com n equações e n incógnitas corresponde à solução optimizada do problema. A quantificação dos agregados obtém-se a partir das proporções p_i em relação ao volume absoluto m obtido por (2.24), pela expressão:

$$m_i = p_i \times m \quad (2.39)$$

2.2.9 Quadros de composição

Concluída a quantificação dos constituintes, a composição resultante deve ser resumida num conjunto de quadros onde constem, pelo menos: os valores obtidos por m^3 de betão, os valores calculados para uma amassadura experimental de verificação, as principais relações volumétricas e em massa da composição, as características dos constituintes da mistura e outros elementos gráficos caracterizadores da solução (curvas granulométricas dos agregados, da mistura de referência e da mistura real, etc.). Lourenço *et al.* [190] apresentam quadros resumo de uma composição efectuada, com informação numérica e gráfica.

No §2.6 apresenta-se um exemplo deste tipo de quadros resumo da composição.

2.3 Composição de betões de alta resistência

2.3.1 Considerações gerais

Os betões de alta resistência (BAR) têm particularidades que os distinguem claramente dos betões normalmente utilizados nas edificações correntes e mesmo na prefabricação. O princípio de que os BARs são betões especiais para usos especiais e de que a formulação de um BAR pouco ou nada tem a ver com a dos betões correntes, pode ser o primeiro indício do nível dos cuidados a ter em qualquer das fases implicadas na formulação, fabrico e produção destes betões [116].

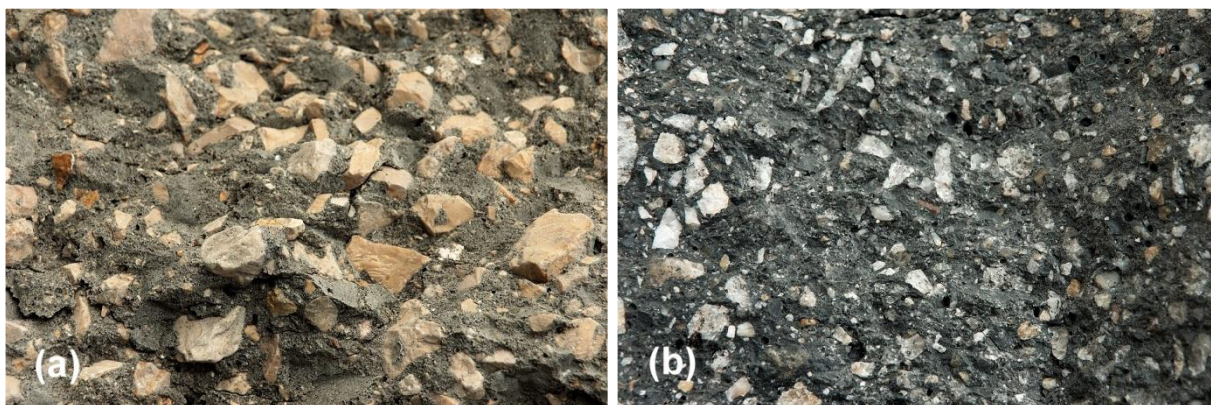
Assumindo a premissa anterior, aspectos correntes no fabrico de betões "normais" em obra, como a utilização de agregados por lavar, o seu armazenamento ao ar livre e expostos às condições atmosféricas ambientais, a fabricação de betões com equipamento de medição em volume dos constituintes, a adição de água em função do "aspecto" do betão, a incorporação de adições para reduzir a quantidade de cimento e outros, devem ser procedimentos proibidos quando se deseja obter um produto de qualidade superior, tanto no que concerne às suas propriedades mecânicas quanto a outras como a consistência e a durabilidade.

Apesar de existirem cada vez mais estudos e referências bibliográficas sobre betões de alta resistência não se encontra nessas referências um método directo para formular a composição de um BAR. Encontram-se sim, regras de boa prática a considerar no estudo destes betões como sejam a escolha criteriosa dos constituintes, a necessidade de um estudo cuidadoso do arranjo granulométrico das partículas, a redução da água de amassadura ao mínimo possível, as características exigidas aos ligantes e a necessidade de adopção de superplastificantes adequados e em dosagens óptimas.

É muito conveniente, e por vezes mesmo necessária, a incorporação de adições nestes betões com a finalidade de reduzir o calor de hidratação e melhorar a consistência. As sílicas de fumo ou microsílicas são as adições mais utilizadas para este fim.

Outro aspecto que distingue estes betões dos betões normais é o mecanismo e tipo de rotura que apresentam (Figura 2.3). Nos betões normais os agregados têm resistências muito superiores à da pasta ligante, contribuindo para que a rotura ocorra geralmente pela interface pasta/agregado. Nos BARs a pasta, graças à maior resistência dos cimentos e à baixa relação água/ligante, apresenta resistências superiores, contribuindo para uma ligação pasta/agregado mais

homogénea, o que leva a secções de rotura planas, intersectando indiscriminadamente pasta e agregados. Também por esta razão, a qualidade dos agregados assume maior importância na contribuição para o valor da resistência dos BARs do que para os betões correntes.



(a) rotura pela interface pasta/agregado; (b) rotura interceptando indiscriminadamente pasta e agregados

Figura 2.3: Secção de rotura de um betão tradicional (a) e de um betão de alta resistência (b)

2.3.2 Definição de betão de alta resistência

Numa lógica quantitativa um betão designa-se de alta resistência quando a sua resistência à compressão ultrapassa um determinado valor. Este tipo de classificação pressupõe um valor de referência padrão, que não se deve assumir estático no tempo [12].

Por exemplo, adoptando como referência o valor máximo previsto no regulamento ainda em vigor no nosso país (REBAP 83) [253], BAR é um betão cuja resistência característica à compressão em provetes cúbicos de 20 *cm* de aresta seja superior a 55 *MPa*. Quando foi construída a Ponte da Arrábida (1957-1963) foi especificado um betão com resistência à compressão de 40 *MPa* o que, para a altura, era considerado um betão de alta resistência e de difícil fabrico [38].

Desde a definição apresentada por Neville [216] em 1973, que designava como BAR um betão com resistência característica à compressão, em provetes cúbicos de 15 *cm* de aresta, superior a 40 *MPa*, até à actualidade, a classificação de um betão como sendo de alta resistência tem sido objecto de constante redefinição e até algum desacordo.

Aïtcin [21] classifica os BARs em quatro categorias de resistência crescentes, de 75, 100, 125 e 150 *MPa*, justificando esta classificação pela dificuldade tecnológica que implica a obtenção de cada uma delas. De Larrard [89, 91] define BAR como os que têm resistências compreendidas entre 50 e 80 *MPa* e betões de muito alta resistência os que ultrapassam 80 *MPa*.

Na Noruega, um dos países pioneiros no estudo e aplicação deste tipo de betões, define-se BAR como um betão que associa simultaneamente uma resistência à compressão superior a 55 *MPa* com uma relação água/ligante baixa e uma permeabilidade reduzida.

O CEB/FIP no seu Boletim de Informação nº197 [62] define BAR como um betão que apresenta tensões de rotura à compressão, em provetes cilíndricos, compreendida entre 60 e 130 *MPa*, limites que representam, na prática, a ordem de grandeza dos valores que se podem obter quando se utilizam agregados convencionais. Na NP EN 206-1:2005 [147] define-se BAR como um betão com classe de resistência à compressão superior a C50/60, nos casos de betão normal ou de betão pesado, e superior a LC50/55, no caso de betão leve.

Actualmente, tende-se a designar este tipo de betões como betões de elevados desempenhos (BED) em vez de betões de alta resistência (BAR), pelo facto de os mesmos apresentarem características melhoradas que não apenas o incremento de resistência, tais como a consistência, a durabilidade e o melhor comportamento perante os ambientes agressivos [38, 302].

2.3.3 Materiais constituintes

Os materiais constituintes dos BARs são comuns aos empregues nos betões correntes. Porém, o objectivo de atingir uma resistência à compressão superior a pelo menos 60 *MPa* exige uma selecção de materiais mais criteriosa, com agregados de qualidade, relações água/ligante inferiores a 0,40 e, seguramente, a incorporação de um adjuvante redutor de água de modo a dotar esse betão da consistência exigida às suas condições de aplicação. Nestas condições, poder-se-ão esperar resistências até um limite de cerca de 80 *MPa*.

Para a obtenção de betões com resistência à compressão superior a 80 *MPa* torna-se necessário a adopção de agregados com características mecânicas mais elevadas que as dos agregados correntes, a utilização de adições com características pozolânicas e a utilização de adjuvantes mais avançados, com a designação genérica de superplastificantes de 3ª geração, de modo a obterem-se relações água/ligante da ordem dos 0,30.

Nas secções seguintes, faz-se uma descrição das propriedades exigidas aos constituintes destes betões, referindo algumas das características que mais influenciam a resistência de um BAR.

2.3.3.1 Cimento

É inequívoca a relação existente entre as características resistentes do cimento e as do betão resultante, sendo no entanto muito difícil de estabelecer qual o melhor cimento para a obtenção

de um BAR. Gonzalez-Isabel [116] refere que mais importante do que a resistência do cimento, podem ser outras características como a sua composição mineralógica ou a finura das suas partículas.

A importância das características mineralógicas e composição foi abordada no §2.2.5.1, devendo os conceitos aí explicitados estar presentes aquando da escolha de um determinado cimento. De acordo com as conclusões dos trabalhos realizados por Hanna *et al.* [122], o factor mais importante quando se deseja manter uma consistência adequada com baixas relações água/ligante é o teor de aluminato tricálcico que deve ser, preferencialmente, inferior a 8%.

Iravani [148], num estudo desenvolvido com o objectivo de caracterizar as principais propriedades mecânicas dos BARs, observou em ensaios realizados até aos 147 dias de idade em betões de igual composição, que os cimentos de rápido endurecimento (tipo R) contribuíam para a obtenção de uma resistência à compressão superior à obtida com cimentos de endurecimento normal (tipo N).

Analisando as características de cada cimento (ver Quadro 2.1) pode concluir-se que os cimentos com a classificação CEM I 42,5R e CEM I 52,5R são os mais adequados, pois contêm maior percentagem de clínquer ($\geq 95\%$), permitindo desse modo o uso de adições de qualidade conhecida e na quantidade desejada. São ainda cimentos com baixos valores de perda ao fogo e resíduo insolúvel, o que pressupõe um conteúdo reduzido de substâncias inertes, favorecendo o incremento da resistência final.

Na perspectiva da resistência obtida, Gutiérrez e Cánovas [119] referem que a utilização de um cimento tipo CEM I 52,5R permite um incremento de resistência do betão na ordem de 10 a 15% quando comparado com a utilização de um cimento tipo CEM I 42,5R. Este incremento é atribuído, principalmente, à maior finura do cimento tipo CEM I 52,5R. No entanto, os mesmos autores, observaram que os cimentos do tipo CEM I 42,5R necessitavam de menores dosagens de adjuvante para obterem idêntica consistência do betão.

Contudo, mesmo cimentos de igual classificação normativa apresentam características variáveis em função da sua origem, sendo particularmente difícil referir qual o melhor tipo ou marca, na ausência de informações adicionais respeitantes à sua constituição mineralógica ou composição química.

Outro aspecto a não descurar é o custo de transporte desde o local de fabrico até ao local de utilização do cimento. Actualmente, em Portugal, fabrica-se cimento Portland classificado de CEM I 52,5R, de acordo com a NP EN 197-1:2001 [134], nos Centros de Produção de Alhandra, Souselas

e Loulé da CIMPOR – Cimentos de Portugal, S.A. [75] e nas fábricas Secil-Outão e Maceira-Liz da SECIL – Companhia Geral de Cal e Cimento, S.A. [269].

2.3.3.2 Adições

A utilização de adições é um factor decisivo quando se pretende obter resistências mais elevadas (acima de 100 MPa) e/ou resistências elevadas associadas a boas trabalhabilidades.

As adições mais adequadas são as classificadas como adições do tipo II de acordo com a NP EN 206-1:2005 (ver §2.2.5.2), com características pozolânicas, como as sílicas de fumo ou microsílicas, cinzas volantes, escórias de alto forno ou pozolanas propriamente ditas.

A mais utilizada é a sílica de fumo ou microsílica, um subproduto resultante do fabrico de silício de ferro e silício metálico em fornos de arco eléctrico a elevadas temperaturas. É constituída por uma elevada percentagem (entre 85 a 98%) de partículas esféricas de sílica (SiO_2), de dimensão compreendida entre 0,1 a 0,2 μm e percentagens reduzidas de alumina (Al_2O_3), óxidos de ferro (Fe_2O_3), cálcio (CaO), magnésio (MgO), sódio (Na_2O) e potássio (K_2O). Esta adição encontra-se devidamente regulamentada quanto à sua composição e conformidade para uso em betão pela norma prEN 13263:1998 [67].

As outras adições com características pozolânicas referidas (cinzas volantes e escórias de alto forno), quando utilizadas na formulação de um BAR, traduzem-se mais na melhoria das suas características de durabilidade e reologia em estado fresco do que no aumento da sua resistência à compressão [38, 174, 187, 238, 291, 301].

A sílica de fumo comporta-se no betão como uma pozolana e como um *filler* [95, 116]. Apresenta características próprias de uma pozolana, combinando-se com a cal livre Ca(OH)_2 do cimento e formando silicato de cálcio hidratado adicional. A dispersão das suas partículas esféricas muito finas entre os grãos de cimento permite uma formação mais homogénea dos produtos de hidratação do cimento, contribuindo para a obtenção de resistências superiores.

Como *filler*, dada a dimensão e forma das suas partículas, a sua inclusão na pasta fresca do betão, melhora algumas propriedades reológicas, como a coesão e a trabalhabilidade. Contribui ainda para uma diminuição da exsudação e segregação, reduzindo o fluxo de água nos vazios entre as partículas de cimento e os agregados.

Os efeitos benéficos desta adição são potenciados pela sua contribuição para a alteração drástica da micro estrutura da pasta e da interface pasta/agregado, criando zonas de transição de elevada capacidade resistente e aderência, contribuindo desse modo para a mobilização de todos os

constituintes do betão (ligantes e agregados) no seu mecanismo de resistência [45, 95, 118].

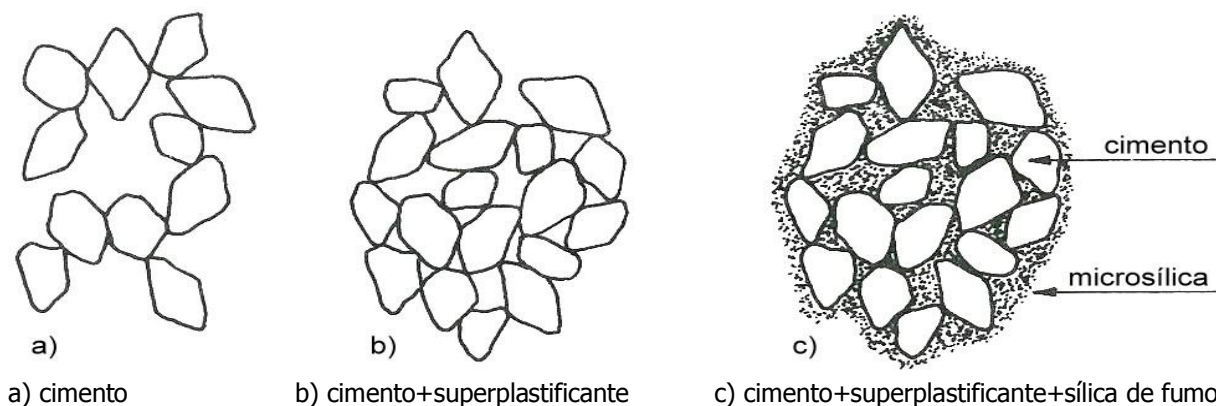


Figura 2.4: Estrutura de diferentes pastas de betão fresco

A dosagem de sílica de fumo mais adequada varia muito em função das propriedades que se desejam melhorar e da trabalhabilidade necessária. Os fabricantes destes produtos comerciais disponíveis no mercado indicam dosagens compreendidas entre 5 e 15% sobre o peso de cimento [92, 275].

Dosagens de sílica de fumo da ordem dos 10% em peso de cimento são o valor mais adequado, ponderando os incrementos nas propriedades do betão fresco e endurecido e o custo de produção, pela incorporação de um produto cujo preço pode ter um peso significativo [47, 116, 119, 187, 301]. Dosagens superiores, podem traduzir-se na melhoria de algumas propriedades do betão, contudo, a exigência de mais água de amassadura de modo a manter a trabalhabilidade, pode prejudicar o desenvolvimento de algumas propriedades mecânicas do betão. A dosagem adequada para uma determinada formulação de um betão de alta resistência deve ser obtida por ensaios experimentais, caso a caso.

2.3.3.3 Agregados

As características dos agregados que exercem maior influência no desempenho de um betão de alta resistência são a configuração geométrica e estado da superfície, a granulometria, as propriedades mecânicas e a estabilidade química.

Os cuidados na selecção dos agregados para a formulação de betões referidos no §2.2.5.3 assumem, na formulação de um BAR, um papel incontornável e determinante na qualidade e adequabilidade do produto final.

Por outro lado, um dos requisitos fundamentais da formulação de um BAR, uma relação água/ligante o mais baixa possível, exige que os agregados utilizados na sua formulação tenham

baixa absorção de água e forma de reduzida superfície específica, minorando desse modo a sua exigência de água de molhagem.

Genericamente, agregados finos rolados ($d \leq 4,76 \text{ mm}$), com forma o mais próxima possível da esférica, e agregados grossos britados, com forma próxima da cúbica, conduzem a uma compacidade máxima. Alguma rugosidade da superfície da classe de agregados grossos, contribuirá para uma melhor aderência destes agregados com a pasta ligante, traduzindo-se em resistências à compressão mais elevadas.

Diversos estudos têm sido efectuados, em vários locais, sobre os agregados mais adequados à formulação de um BAR [24, 72, 88, 100, 116, 119, 206, 217, 295].

Das conclusões desses estudos, sugere-se um conjunto de critérios a ter presente na escolha dos agregados grossos para a formulação de um BAR:

- No que respeita à obtenção de uma boa consistência, recomenda-se a selecção de agregados grossos com coeficiente de absorção igual ou inferior a 1%, coeficiente de forma igual ou superior a 0,25 e uma dimensão máxima do agregado inferior a 14 mm.
- No que concerne à obtenção de resistências elevadas recomenda-se a utilização de agregados grossos com um índice de desgaste do ensaio de *Los Angeles* inferior a 15% e um índice de resistência ao esmagamento inferior a 13% ou, quando conhecida a resistência à compressão das rochas originárias, agregados grossos provenientes de rochas com resistência à compressão superior a 150 a 200 MPa.

Nos mesmos estudos, refere-se a possibilidade de utilizar calcários densos na formulação de um BAR dada a grande reactividade destes agregados com o cimento. Este facto pode revelar-se importante para a obtenção de boas resistências apesar da sua menor resistência mecânica. No entanto, deve ter-se presente que o facto destes agregados apresentarem coeficientes de absorção de água elevados pode comprometer a trabalhabilidade para idênticas relações água/ligante.

Relativamente aos agregados finos ($d \leq 4,76 \text{ mm}$) é vantajosa a utilização de agregados rolados, siliciosos, sem partículas de dimensão inferior a 0,5 mm, com módulos de finura próximos de 3 e equivalentes de areia superiores a 80%, preferencialmente areias de rio livres de impurezas [88, 116, 119, 206, 218].

Donza *et al.* [100] realizaram um estudo com o objectivo de verificar a utilização de agregados

britados a partir de rochas normalmente utilizadas para os agregados grossos, concluindo que se pode conseguir algum incremento de resistência (até 10% no máximo) sendo necessária, no entanto, a adopção de volumes superiores de pasta ligante para garantir trabalhabilidades adequadas. Como o custo de um betão se encontra directamente associado ao volume de pasta ligante, o incremento na resistência pode não ser vantajoso face ao aumento de custos.

2.3.3.4 Água de amassadura

Devido à menor quantidade de água utilizada na formulação de um BAR, os critérios de conformidade para a sua utilização devem ser ainda mais exigentes nestes betões. Não se recomenda, portanto, a utilização de águas de qualidade duvidosa, resultantes de processos de recuperação de água de lavagens de centrais de betonagem ou outras reutilizações, pois podem introduzir partículas e substâncias que venham a prejudicar as propriedades do betão fresco ou endurecido.

Para além do aspecto qualitativo, é muito importante a adopção de processos de medição rigorosa da quantidade de água introduzida na formulação de um BAR, uma vez que a resistência do mesmo se encontra muito associada à relação água/ligante.

A título de exemplo, refere-se a necessidade da quantificação rigorosa do teor de água incorporado pelos agregados e sua inclusão na relação água/ligante prevista na formulação do BAR, uma vez que variações no teor de humidade dos agregados podem resultar na obtenção de resultados decepcionantes, tanto na resistência à compressão final, como na consistência prevista para o betão.

2.3.3.5 Adjuvante

A obrigatoriedade de utilização de adjuvante(s) na formulação de um BAR é talvez o conceito menos polémico e que reúne maior consenso. Porém, quando se utilizam dosagens elevadas de adjuvante, é necessário verificar a compatibilidade entre o adjuvante e os ligantes utilizados, para garantir que o adjuvante não compromete de forma significativa qualquer propriedade do betão fresco ou endurecido [91, 119, 122, 226, 227, 238, 265, 268, 293].

Do ponto de vista teórico, a água necessária para a formulação de um betão, admitindo que os agregados se encontravam saturados de água e com a sua superfície seca, seria a estritamente necessária para a hidratação das partículas de ligante (cimento e eventuais adições).

Contudo, a composição das partículas de cimento, formadas por um conjunto de iões na sua

superfície, quando em contacto com a água de amassadura, leva à formação de flocos por atracção electrostática (Figura 2.5), impedindo a dispersão uniforme das partículas de cimento e retendo no seu interior água. Esta água tem consequências negativas na porosidade do betão, afectando por isso diversas propriedades mecânicas. Por outro lado, como essa água não se encontra disponível para lubrificar a massa de betão e para hidratar o ligante, há necessidade de uma quantidade adicional de água [22, 219, 226].

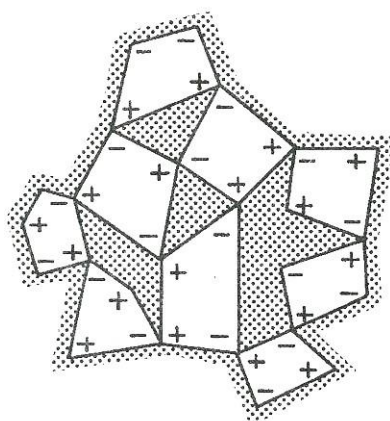


Figura 2.5: Floculação das partículas de cimento na presença de água

A incorporação de determinados compostos químicos como redutores de água, lignosulfatos ou fluidificantes podem reduzir o efeito de floculação das partículas de cimento.

Os redutores de água ou dispersantes são produtos químicos com algumas moléculas orgânicas capazes de neutralizar algumas cargas eléctricas dos grãos de cimento e, conseqüentemente, a sua capacidade de floculação. Têm como inconveniente o facto de provocarem o retardamento da presa do betão e a inclusão de ar no betão. Com estes produtos conseguem-se reduções de água da ordem dos 10% [116, 293].

Os lignosulfatos possuem uma estrutura molecular mais extensa que os redutores de água, permitindo reduções de água superiores, da ordem dos 10 a 15%, apesar de terem os mesmos inconvenientes dos redutores de água. Com estes produtos é possível a obtenção de betões até cerca de 50 MPa de resistência [116, 268].

Os superplastificantes ou redutores de água de alta gama são produtos à base de lignosulfatos modificados, de condensados de melanina-formaldeído sulfatados, de condensados de naftaleno-fomaldeído sulfatados e policarboxilatos modificados [110]. Estas moléculas complexas apresentam uma forma linear e alargada, envolvendo as partículas de cimento e reduzindo drasticamente a floculação das mesmas (Figura 2.6). Por essa razão, à medida que aumentam as dosagens destes adjuvantes tende a observar-se um retardamento da presa do betão [22, 226].

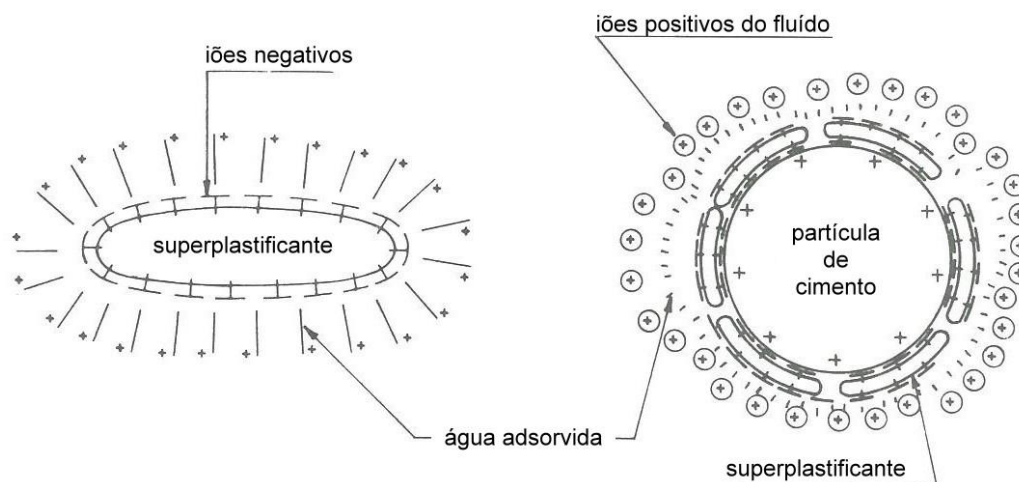


Figura 2.6: Forma de atuação de uma molécula de superplastificante segundo Kreijger[173]

Recentemente, surgiram no mercado novos produtos, designados genericamente como superplastificantes de terceira geração, à base de moléculas orgânicas complexas, com a denominação tão genérica quanto ambígua, de polímeros acrílicos modificados, policarboxilatos modificados e éteres carboxílicos, apresentando cadeias mais longas de moléculas orgânicas complexas associadas a cadeias hidrofílicas laterais.

Em determinadas condições, quando se utilizam doses elevadas de superplastificantes em betões com muito baixa relação água/ligante, podem observar-se variações muito importantes na reologia do betão como, por exemplo, endurecimento prematuro e falsa trabalhabilidade [110, 116, 226, 238, 268]. Por essa razão é importante verificar a compatibilidade dos superplastificantes com os ligantes utilizados, mesmo para cimentos e adições com a mesma classificação normativa [119, 153, 156].

O reconhecimento desta necessidade levou à realização de um estudo de avaliação da compatibilidade entre os ligantes e os superplastificantes de terceira geração mais recentes disponíveis, de modo a estabelecer o adjuvante e a dosagem mais adequada à formulação de determinado betão de alta resistência (ver §2.5). Este estudo teve incidência na influência do adjuvante e dosagem, na resistência à compressão aos 3, 7 e 28 dias de idade e na consistência do betão.

2.3.4 Formulação

Os métodos habitualmente utilizados para a formulação de betões, tal como foram descritos em §2.2, não se adequam *per si* à formulação de betões de alta resistência.

De Larrard [86, 87, 89] propõe um método de formulação baseado na definição de dois parâmetros básicos: *a resistência*, estabelecida a partir da fórmula de Feret modificada, controlada fundamentalmente pela natureza da pasta ligante; e *a trabalhabilidade*, na perspectiva da viscosidade da mistura, dependente da concentração da pasta ligante e da sua fluidez.

Para esta nova fórmula de Feret modificada, equação (2.40), aplicável para a utilização de sílica de fumo como adição e a betões com relações água/ligante inferiores a 0,40, de Larrard [87] propõe a expressão:

$$f_c = \frac{K_g \times R_c}{\left[1 + \frac{3A/C}{1,4 - 0,4 \exp -11 SF/C} \right]^2} \quad (2.40)$$

onde f_c – é a resistência à compressão do betão aos 28 dias;

A/C – relação água/cimento em massa por unidade de volume de betão;

SF/C – relação sílica de fumo/cimento em massa por unidade de volume de betão;

K_g – parâmetro dependente do tipo de agregados (*e.g.*, para agregados calcários assume o valor de 4,9 a 5,0 e para agregados graníticos um valor de 5,5); e

R_c – resistência do cimento normalizada aos 28 dias.

Posteriormente, de Larrard e Sedran [91], propuseram uma metodologia mais apropriada para aplicações computacionais, baseada numa abordagem em três modelos: um de compacidade das partículas, outro de comportamento do betão fresco e outro de previsão das propriedades mecânicas do betão endurecido, desenvolvidos no LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, França*) e incorporados num *software* de composição de betões designado *BétonLab*.

Outras abordagens, como a de Gutiérrez e Cánovas [119], propõem um conjunto de expressões de correlação entre a resistência à compressão do betão endurecido e a relação água/ligante do tipo:

$$f_{cm} = \exp \left[M - k_c \left(\frac{1}{1 + k_{ad} Ad/C} \right) \frac{A}{C} \right] \quad (2.41)$$

onde f_{cm} – resistência média à compressão aos 28 dias;

- M – constante a determinar experimentalmente em função dos agregados grossos (p.e. $M=5$ para um granito);
- k_c – parâmetro dependente do cimento (p.e. $k_c=2,10$ e $k_c=1,97$, respectivamente para cimento CEM I 42,5R e CEM I 52,5R);
- k_{ad} – factor de eficiência da adição ou seja o volume equivalente de adição que produz a mesma resistência que um determinado volume de cimento (p.e. $k_{ad}=4,75$ para sílica de fumo com teores de $\text{SiO}_2 \geq 90\%$);
- Ad/C – relação adição/cimento em massa por unidade de volume de betão; e
- A/C – relação água/cimento em massa por unidade de volume de betão.

Um aspecto que não merece unanimidade prende-se com a forma de quantificar e definir as proporções dos agregados na formulação de um betão de alta resistência.

Em muitos estudos publicados [21, 24, 47, 86, 87, 89, 91, 100, 116, 119, 206, 295] utilizaram-se, para esse efeito, diferentes leis granulométricas de referência, algumas alterações a essas leis, procedimentos experimentais exaustivos e, o mais comum, a adopção de composições experimentais validadas pelos resultados anteriormente obtidos.

Da análise bibliográfica realizada, sintetiza-se um conjunto de orientações que se considera importante e que deve ser tida em conta na escolha de um procedimento:

- a utilização de curvas granulométricas de referência deve ser limitada àquelas que entram em linha de conta com o ligante, devendo a adição ser considerada, como é o caso da curva granulométrica de Bolomey – equação (2.26) – e Faury – equações (2.28) e (2.30);
- no que respeita à consistência, quantificada pelo ensaio de abaixamento do cone de Abrams [136], a curva granulométrica de referência de Faury – equações (2.28) e (2.30) – deve conduzir a misturas com valores superiores de *slump*;
- no que respeita à resistência à compressão aos 7 dias, a curva de referência de Bolomey – equação (2.26) – pode conduzir a misturas com resistências superiores;
- na resistência à compressão aos 28 dias não se devem observar diferenças significativas entre as misturas obtidas com as curvas granulométricas de referência mencionadas;

- a relação agregados grossos/agregados finos no intervalo 1,0 a 1,5 deve conduzir a misturas com consistências superiores; e
- uma relação agregados grossos/agregados finos no intervalo 1,5 a 1,8 pode conduzir a misturas com resistência à compressão superior, comprometendo no entanto a capacidade de obtenção de uma consistência adequada para a mistura.

2.4 Proposta de composição

Neste sub-capítulo apresenta-se uma proposta de formulação de um betão de alta resistência, destinado a ser aplicado na execução de vigas de grande vão prefabricadas em betão de alta resistência pré-esforçado.

O objectivo deste estudo é a obtenção de um betão de alta resistência, utilizando agregados correntes, com uma resistência à compressão da ordem dos 120 *MPa* e uma consistência no domínio das classes de consistência S4 e S5.

A necessidade de utilização de agregados correntes impõe-se por questões relacionadas com a viabilidade de produção. A utilização de agregados do grupo dos correntemente utilizados pela Prégua, empresa associada a este estudo, permite a redução de custos de armazenamento e stock e assegurar o seu fornecimento nas quantidades e qualidade exigidas.

O objectivo de resistência do betão encontra-se associado à redução, para os vãos e níveis de carregamento pretendidos, das secções transversais das vigas de grande vão, potenciando dessa forma novas utilizações. Em consequência desta redução virá um aumento da competitividade económica por força da redução do preço. Por outro lado, a obtenção de resistências elevadas em idades jovens, sendo potenciadoras de ciclos de fabricação mais rápidos, reforçam a viabilidade da sua utilização.

O objectivo de consistência encontra-se associado à facilidade de betonagem e redução do tempo de vibração.

2.4.1 Especificação de comportamento do betão de alta resistência

Em função dos objectivos e âmbito de aplicação, o betão de alta resistência é especificado de acordo com o exposto em §2.2.4, com os seguintes requisitos:

- Classe de exposição ambiental – XC3
- Classe de consistência – no domínio S4~S5
- Classe de resistência à compressão – no mínimo C90/105
- Classe relacionada com a dimensão máxima do agregado – $D_{max} \leq 15 \text{ mm}$
- Classe de massa volúmica – normal

2.4.2 Escolha de constituintes

O cimento seleccionado foi o cimento produzido pela CIMPOR – Cimentos de Portugal, S.A. no Centro de Produção de Alhandra e classificado, de acordo com a NP EN 197-1 [134], como Portland CEM I 52,5 R.

Realizaram-se, no Laboratório de Controlo de Qualidade do Grupo Cimpor, ensaios de caracterização da composição química (Quadro 2.9), das propriedades físicas (Quadro 2.10) e mecânicas (Quadro 2.11) do lote utilizado no estudo. Destacam-se dos resultados desta caracterização alguns aspectos importantes.

Quadro 2.9: *Composição química do cimento*

| Parâmetro analisado | Resultado | Método de análise |
|----------------------------------|-----------|----------------------------|
| % Humidade (110°C) | 0,08 | Análise termo-gravimétrica |
| %P.F. (110-250°C) | 0,19 | Análise termo-gravimétrica |
| %P.F. (250-500°C) | 0,32 | Análise termo-gravimétrica |
| %P.F. (500-975°C) | 1,37 | Análise termo-gravimétrica |
| % P.F. | 1,88 | Análise termo-gravimétrica |
| % SiO ₂ | 19,04 | Fluorescência RX |
| % Al ₂ O ₃ | 5,28 | Fluorescência RX |
| % Fe ₂ O ₃ | 3,51 | Fluorescência RX |
| % CaO | 63,39 | Fluorescência RX |
| %MgO | 1,76 | Fluorescência RX |
| %SO ₃ | 3,36 | Fluorescência RX |
| % K ₂ O | 1,10 | Fluorescência RX |
| % Na ₂ O | 0,11 | Emissão Atómica |
| % TiO ₂ | 0,27 | Fluorescência RX |
| % P ₂ O ₅ | 0,04 | Fluorescência RX |
| % MnO | 0,05 | Fluorescência RX |
| % SrO | 0,08 | Fluorescência RX |
| Total (%) | 99,87 | Cálculo |
| % CaO livre | 1,88 | Métodos Internos |
| % Resíduo Insolúvel (RI) | 1,11 | NP EN 196 |
| %Cl ⁻ | 0,01 | NP EN 196 |
| % S ²⁻ | 0,03 | NP EN 196 |

No que respeita à composição química, observa-se o baixo teor de perda ao fogo (%PF) e de resíduo insolúvel (%RI), um indicador importante da presença de poucos componentes inertes, antecipando a adequação do cimento para a formulação de um betão de alta resistência, de acordo com o exposto em §2.3.3.1.

Quadro 2.10: Caracterização das propriedades físicas do cimento

| Parâmetro analisado | Resultado | Método de análise |
|-----------------------------------|-----------|---------------------|
| Peso Específico | 3,13 | E 64 |
| Superfície de Blaine [cm^2/g] | 4180 | NP EN 196 |
| % Água Pasta | 30,7 | NP EN 196 |
| Início de Presa [min] | 130 | Método Interno (NA) |
| Fim de Presa [min] | 160 | Método Interno (NA) |
| Expansibilidade [mm] | 1,0 | NP EN 196 |
| % Resíduo $\leq 45 \mu m$ | 1,5 | Peneiração |

Quadro 2.11: Caracterização das propriedades mecânicas do cimento

| Ensaio | Resultado | Método de análise |
|---------------------------|-----------|-------------------|
| Resistência à Flexão: | | |
| 2 dias [MPa] | 6,6 | NP EN 196 |
| 7 dias [MPa] | 8,1 | NP EN 196 |
| 28 dias [MPa] | 9,0 | NP EN 196 |
| Resistência à Compressão: | | |
| 2 dias [MPa] | 42,4 | NP EN 196 |
| 7 dias [MPa] | 51,9 | NP EN 196 |
| 28 dias [MPa] | 59,3 | NP EN 196 |

No que respeita às propriedades físicas, observa-se a reduzida expansibilidade e o tempo de início de presa, adequados aos ciclos de fabrico e colocação em molde utilizados em fábrica. Quanto às propriedades mecânicas destacam-se as elevadas resistências mecânicas observadas em todas as idades de ensaio.

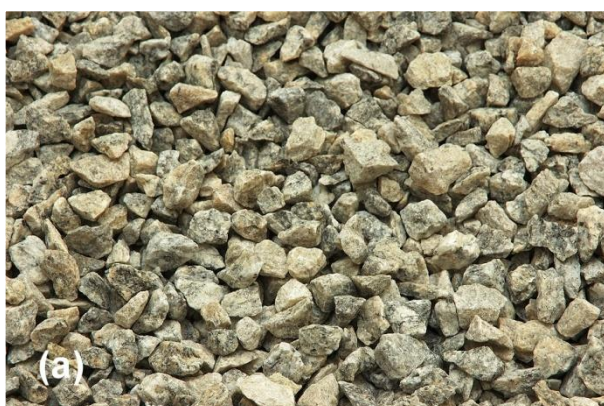
Como adição foi adoptado um produto comercial com a designação "Sikacrete HD", à base de sílica de fumo em estado muito puro, comercializado pela Sika Portugal – Produtos Construção e Indústria, S.A., cuja caracterização se apresenta no Quadro 2.12 de acordo com dados do fabricante.

Os agregados adoptados foram uma brita granítica e uma areia de rio lavada de boa qualidade, de granulometria relativamente extensa (Figura 2.7). Como um dos objectivos do estudo era a formulação de um betão de alta resistência com agregados correntes, os agregados foram seleccionados dos habitualmente utilizados na instalação fabril associada a este estudo.

Foi realizado um conjunto de ensaios de caracterização prévia destes agregados, para avaliar a sua adequação à formulação de um betão de alta resistência de acordo com os critérios expostos em §2.3.3.3. Observou-se o respeito pela generalidade das características exigidas.

Quadro 2.12: Caracterização da adição utilizada [275]

| Parâmetro analisado | Resultado | Valores médios [67] |
|------------------------------------|-----------|---------------------|
| Propriedades físicas: | | |
| Peso Específico | 2,27 | - |
| Área superficial [m^2/g] | 21,612 | - |
| Análise química: | | |
| Teor de humidade [%] | 0,6 | 1,7 – 0,7 |
| SiO ₂ [%] | 94,5 | 95,1 – 92,4 |
| Cl ⁻ [%] | 0,005 | 0,013 – 0,004 |
| SO ₃ [%] | 0,12 | 0,25 – 0,17 |
| C [%] | 3,0 | 3,9 – 2,4 |
| Al ₂ O ₃ [%] | 0,16 | 0,20 – 0,12 |
| Fe ₂ O ₃ [%] | 0,14 | 0,20 – 0,09 |
| CaO [%] | 0,34 | 0,66 – 0,11 |
| MgO [%] | 0,14 | 0,18 – 0,09 |
| K ₂ O [%] | 0,27 | 0,36 – 0,19 |
| Na ₂ O [%] | 0,07 | 0,09 – 0,06 |
| Outros alcalinos [%] | 0,25 | 0,32 – 0,19 |
| Análise granulométrica: | | |
| <0,2 μm | 30,18 % | - |
| 0,2 – 0,5 μm | 36,49 % | - |
| 0,5 – 1,0 μm | 13,11 % | - |
| 1,0 – 2,0 μm | 4,00 % | - |
| 2,0 – 5,0 μm | 6,10 % | - |
| 5,0 – 10,0 μm | 5,13 % | - |
| 10,0 – 20,0 μm | 4,04 % | - |
| 20,0 – 1000,0 μm | 0,95 % | - |



(a) brita granítica

(b) areia de rio lavada

Figura 2.7: Agregados seleccionados para a formulação de um betão de alta resistência

Nos Quadros 2.13 e 2.14 apresentam-se, respectivamente, algumas propriedades físicas e

os resultados da análise granulométrica dos agregados seleccionados e no Gráfico 2.1 as respectivas curvas granulométricas.

Quadro 2.13: Propriedades físicas dos agregados seleccionados

| Agregados | Módulo finura | μ [kg/dm ³] |
|------------------------------|---------------|-----------------------------|
| Brita granítica (Agregado 1) | 6,47 | 2,65 |
| Areia de rio (Agregado 2) | 4,24 | 2,60 |

Quadro 2.14: Análise granulométrica dos agregados seleccionados

| Dimensão dos peneiros [mm] | Brita Granítica 5/15 [% passados] | Areia de Rio [% passados] |
|----------------------------|-----------------------------------|---------------------------|
| 25,4 | 100,0 | 100,0 |
| 19,1 | 100,0 | 100,0 |
| 12,7 | 93,5 | 100,0 |
| 9,52 | 51,1 | 90,4 |
| 4,76 | 1,1 | 71,5 |
| 2,38 | 0,7 | 53,1 |
| 1,19 | 0,0 | 36,4 |
| 0,59 | 0,0 | 16,6 |
| 0,297 | 0,0 | 5,3 |
| 0,149 | 0,0 | 2,4 |

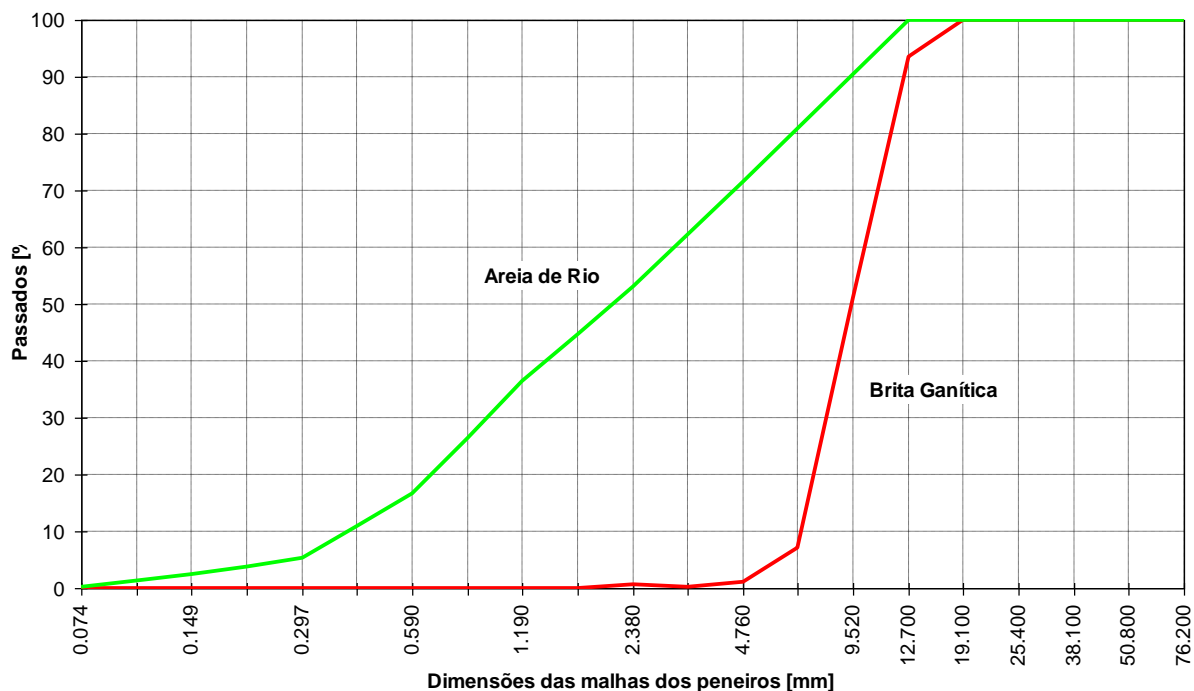


Gráfico 2.1: Curvas granulométricas dos agregados seleccionados

Em termos de propriedades mecânicas e geométricas os agregados grossos mostraram-se

adequados, apresentando a brita granítica escolhida um índice de desgaste do ensaio de *Los Angeles* de 14% e uma dimensão máxima do agregado de 13,2 mm, definida de acordo com a expressão (2.8).

A selecção do adjuvante mostrou ser um dos aspectos mais sensíveis da escolha dos constituintes. Seleccionou-se um superplastificante de 3ª geração, à base de policarboxilatos modificados em solução aquosa, classificado de acordo com a NP EN 934-2:2000 [133] como superplastificante ou redutor de água de alta gama (Quadro 2.15).

Quadro 2.15:Características do adjuvante utilizado

| μ [kg/dm^3] | pH | Dosagem recomendada [%] |
|---------------------|---------|-------------------------|
| 1,06±0,01 | 5,0±1,0 | 0,3-3,0 |

2.4.3 Composição base e resultados

A partir das expressões e dos conceitos expostos em §2.3.4 definiu-se a composição base de um betão de alta resistência com as dosagens por metro cúbico apresentadas no Quadro 2.16.

No Quadro 2.17 apresentam-se algumas relações em massa caracterizadoras da composição base, onde C , Ad , A e Adj representam as dosagens em peso de cimento, adição, água e adjuvante, respectivamente; e AG/AF representa a relação agregados grossos/agregados finos, definida de acordo com o conceito explicitado em(2.2).

Quadro 2.16:Composição base de um betão de alta resistência

| Cimento (CEM I 52,5R) | Adição (Sikacrete HD) | Agregado 1 (Brita Granítica) | Agregado 2 (Areia de Rio) |
|--------------------------|--------------------------|---------------------------------|------------------------------|
| 500 kg | 50 kg | 532 kg | 1153 kg |

Quadro 2.17:Principais relações em massa da composição base

| $(A+Adj)/C$ | $(A+Adj)/(C+Ad)$ | Ad/C | AG/AF |
|-------------|------------------|--------|---------|
| 0,31 | 0,28 | 10% | 1,0 |

A curva granulométrica de referência escolhida para a quantificação dos agregados foi a curva granulométrica de Faury (2.28) (2.30), com os parâmetros $A_F=32$ e $B_F=1,5$ (ver Quadro 2.7 e Quadro 2.8).

A dosagem de adjuvante necessária à obtenção da consistência pretendida rondou os 3% de peso de ligante, correspondendo ao valor máximo da dosagem recomendada pelo fabricante.

A partir desta composição base, foi realizada uma amassadura experimental tendo-se obtido um betão de consistência S2-S3 e com uma resistência à compressão, aos 28 dias, da ordem de 104 MPa.

Foram então tentadas outras amassaduras (Anexo A), num total de 17, com composições onde se variou a dosagem de cimento, para 525 e 575 kg/m³, a percentagem de adição em relação ao peso de cimento (Ad/C) para 0,15 e 0,20, a relação $(A+Adj)/(C+Ad)$ desde 0,28 até 0,32 e a relação AG/AF desde 0,8 até 2,1 (utilizando na gradação dos agregados as curvas granulométricas de Faury e Bolomey). Apresentam-se no Quadro 2.17 um resumo dos resultados obtidos

Quadro 2.18: Resumo das composições testadas e resultados obtidos

| Composição | C | Ad | $(A+Adj)/(C+Ad)$ | Curva | AG/AF | f_{cm} | Consistência |
|-------------|-----|-----|------------------|---------|-------|----------|--------------|
| PF HSC 1.1 | 500 | 50 | 0,28 | Faury | 1,0 | 104 | S2-S3 |
| PF HSC 1.2 | 500 | 50 | 0,30 | Faury | 1,0 | 99 | S3 |
| PF HSC 1.3 | 500 | 50 | 0,32 | Faury | 1,0 | 97 | S4 |
| PF HSC 1.4 | 500 | 50 | 0,28 | Faury | 1,5 | 106 | S1 |
| PF HSC 1.5 | 500 | 50 | 0,30 | Faury | 1,5 | 102 | S1 |
| PF HSC 1.6 | 500 | 50 | 0,32 | Faury | 1,5 | 100 | S2 |
| PF HSC 1.7 | 500 | 75 | 0,28 | Faury | 1,0 | 103 | S2 |
| PF HSC 1.8 | 500 | 75 | 0,30 | Faury | 1,0 | 101 | S2 |
| PF HSC 1.9 | 500 | 75 | 0,32 | Faury | 1,0 | 98 | S3 |
| PF HSC 1.10 | 500 | 100 | 0,28 | Faury | 1,0 | 104 | S1 |
| PF HSC 1.11 | 500 | 100 | 0,30 | Faury | 1,0 | 101 | S2 |
| PF HSC 1.12 | 500 | 100 | 0,32 | Faury | 1,0 | 99 | S3 |
| PB HSC 1.1 | 500 | 50 | 0,28 | Bolomey | 1,0 | 103 | S1 |
| PB HSC 1.2 | 500 | 50 | 0,28 | Bolomey | 1,1 | 104 | S1 |
| PB HSC 1.3 | 500 | 50 | 0,28 | Bolomey | 1,4 | 104 | S1 |
| JL BTHP 1 | 575 | 86 | 0,28 | Faury | 2,1 | 99 | S1 |
| JL BTHP 2 | 525 | 53 | 0,30 | Faury | 1,9 | 103 | S2 |

Os resultados obtidos com estas amassaduras apenas confirmaram o maior equilíbrio da composição inicialmente admitida. De facto, constatou-se que:

- quando se obtinham betões com uma consistência S3 ou S4 diminuía a resistência à compressão obtendo-se valores inferiores a 100 MPa;
- quando se atingiam resistências à compressão superiores a 100 MPa, não se conseguiam consistências maiores que S1 e S2.

Para avaliação das expressões de previsão da resistência em função da compacidade da pasta ligante, apresentadas no §2.3.4, representam-se no Gráfico 2.2 os valores da resistência à

compressão obtidos nestas amassaduras, o valor previsto pelas expressões propostas por de Larrard (equação 2.40) e por Gutiérrez e Cánovas (equação 2.41).

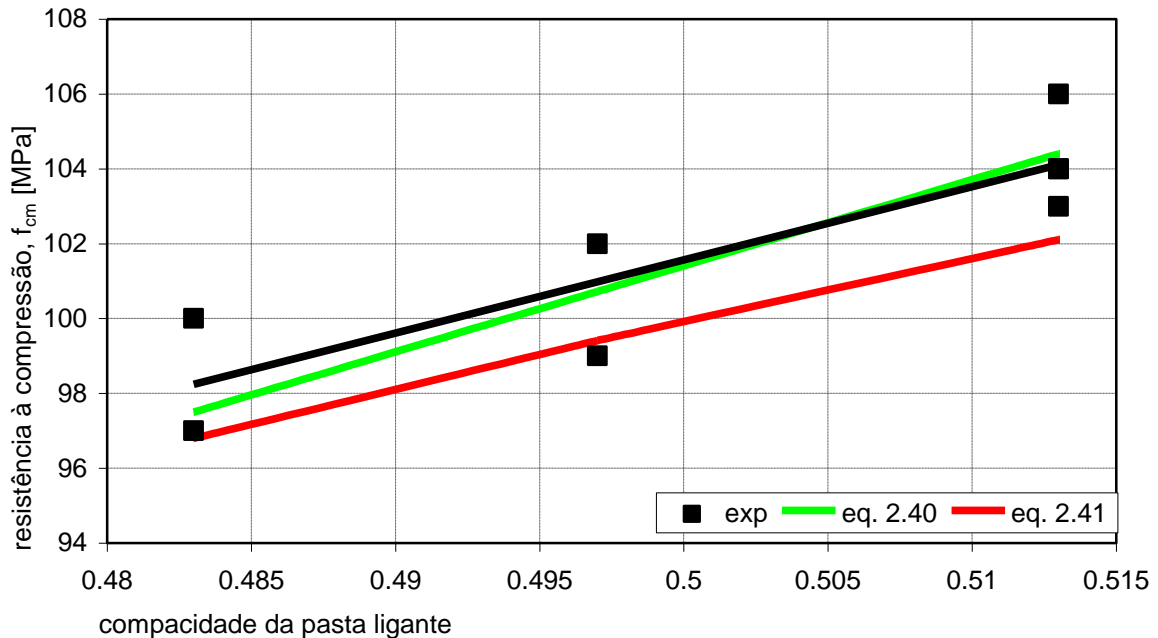


Gráfico 2.2: Comparação das expressões de previsão da resistência à compressão a partir da compacidade da pasta ligante

Observa-se que a expressão proposta por de Larrard [87] se aproximou melhor dos resultados obtidos do que a expressão de Gutiérrez e Cánovas [119].

Não se considerou a expressão proposta por Feret, equação (2.21), pelo facto de a mesma não considerar a influência do tipo de agregados na previsão da resistência. Este aspecto é mais relevante nos BARs pela importância que os agregados têm na resistência destes betões.

Face aos resultados e à sensibilidade adquirida com estas amassaduras experimentais, levantou-se a questão da compatibilidade deste superplastificante de 3ª geração e dos ligantes utilizados. Considerou-se mais adequado proceder à realização de um estudo de caracterização da influência do tipo e dosagem de adjuvante na resistência e consistência do BAR (§2.5).

2.5 Estudo de caracterização da influência do adjuvante na resistência à compressão e consistência de um BAR

2.5.1 Justificação do estudo

As dificuldades observadas (§2.4) na definição da composição de um betão de alta resistência, utilizando agregados correntes e que apresente, simultaneamente, resistência à compressão elevada (próxima de 120 *MPa*) e boa consistência (S5), são inerentes aos próprios conceitos e à influência que o parâmetro água de amassadura tem sobre eles [21, 89, 91, 119].

Recentemente, surgiram no mercado novos adjuvantes, com a designação genérica de *superplastificantes de nova geração* ou *superplastificantes de 3ª geração*, permitindo grandes reduções de água de amassadura e mantendo elevadas trabalhabilidades. Importa, assim, aferir as vantagens da sua utilização.

A utilização de dosagens elevadas de superplastificantes em betões com baixa relação água/ligante podem conduzir a efeitos inesperados na reologia do betão fresco como, por exemplo, endurecimento prematuro e falsa trabalhabilidade [116, 122, 226, 227, 238, 293]. Por essa razão, Gutiérrez e Cánovas [119] recomendam que se verifique a compatibilidade dos superplastificantes com o cimento utilizado, mesmo para cimentos e adjuvantes com a mesma classificação normativa.

Considerando o exposto, idealizou-se um estudo com o objectivo de caracterizar a influência do adjuvante na resistência à compressão e consistência de um betão de elevada resistência.

2.5.2 Ensaio experimental

O estudo consistiu na realização de 29 amassaduras experimentais, utilizando sempre a mesma composição base definida em §2.4.3, onde apenas foi variando a marca e a quantidade de adjuvante. Avaliaram-se os resultados obtidos, em termos de abaixamento do “cone de Abrams”, para caracterizar a reologia do betão fresco, e a resistência à compressão, para caracterização do betão endurecido.

2.5.2.1 Adjuvantes ensaiados

Foram utilizados adjuvantes classificados, de acordo com a NP EN 934-2:2000 [133], como superplastificantes ou redutores de água de alta gama.

Os adjuvantes adoptados nos ensaios foram os produtos comerciais mais evoluídos que os respectivos fabricantes indicaram como sendo os mais adequados para os objectivos do estudo. De modo a não identificar marcas ou produtos designar-se-ão, genericamente, por *Adj*, sendo caracterizados da forma possível.

De acordo com a informação disponível nas fichas técnicas dos produtos, em termos de composição base, *Adj1* é uma solução aquosa de polímeros acrílicos modificados, *Adj2* e *Adj3* são soluções aquosas de policarboxilatos modificados e *Adj4* e *Adj5* são produtos à base de cadeias de éter carboxílico. No Quadro 2.19 apresentam-se outras propriedades como o peso volúmico, o pH e a dosagem recomendada.

O adjuvante utilizado quando foi definida a composição base em §2.4 coincide com o que neste estudo se identifica pela designação *Adj2*.

Quadro 2.19: Adjuvantes ensaiados

| Adjuvante | Adj1 | Adj2 | Adj3 | Adj4 | Adj5 |
|---------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| μ [kg/dm^3] | 1,08±0,02 | 1,06±0,01 | 1,06±0,02 | 1,02±0,02 | 1,05±0,02 |
| pH | 4,3±1,0 | 5,0±1,0 | 4,3±0,8 | 8±0,8 | 7,0±1,0 |
| Dosagem Recom. | 0,2-2,0 % | 0,3-3,0% | 0,4-2,0% | 1,3-1,9% | 0,7-2,6% |

2.5.2.2 Métodos

A consistência do betão fresco foi caracterizada através do ensaio de abaixamento do "cone de Abrams" de acordo com as normas NP EN 12350-1:2002 [135] e NP EN 12350-2:2002 [136].

A resistência do betão endurecido foi determinada através de ensaios de resistência à compressão, de acordo com as normas NP EN 12390-1:2003 [141], NP EN 12390-2:2003 [142] e NP EN 12390-3:2003 [143]. Estes ensaios foram realizados aos 3, 7 e 28 dias.

2.5.2.3 Amassaduras

Foram realizadas várias amassaduras, com dosagens crescentes de adjuvante, em incrementos de 0,5% sobre o peso do ligante, até se atingir uma consistência S5, para cada um dos adjuvantes

considerados. Foi ainda realizada uma amassadura sem a incorporação de qualquer adjuvante.

No total foram realizadas 29 amassaduras distribuídas da seguinte forma: quatro amassaduras para *Adj1* com as dosagens de 0,5 a 2,0%; seis amassaduras com dosagens de 1,0 a 3,5%, para cada adjuvante *Adj2*, *Adj3*, *Adj4* e *Adj5*; e uma amassadura sem adjuvante.

A relação $(A+Adj)/(C+Ad)$ manteve-se constante e igual a 0,28, sendo o volume de adjuvante reduzido ao volume de água definido.

2.5.3 Resultados e discussão

Apresentam-se, no Gráfico 2.3, os valores obtidos da consistência do betão, quantificada em termos de abaixamento do "cone de Abrams", em *cm*, em função das dosagens de adjuvante, para cada um dos produtos considerados.

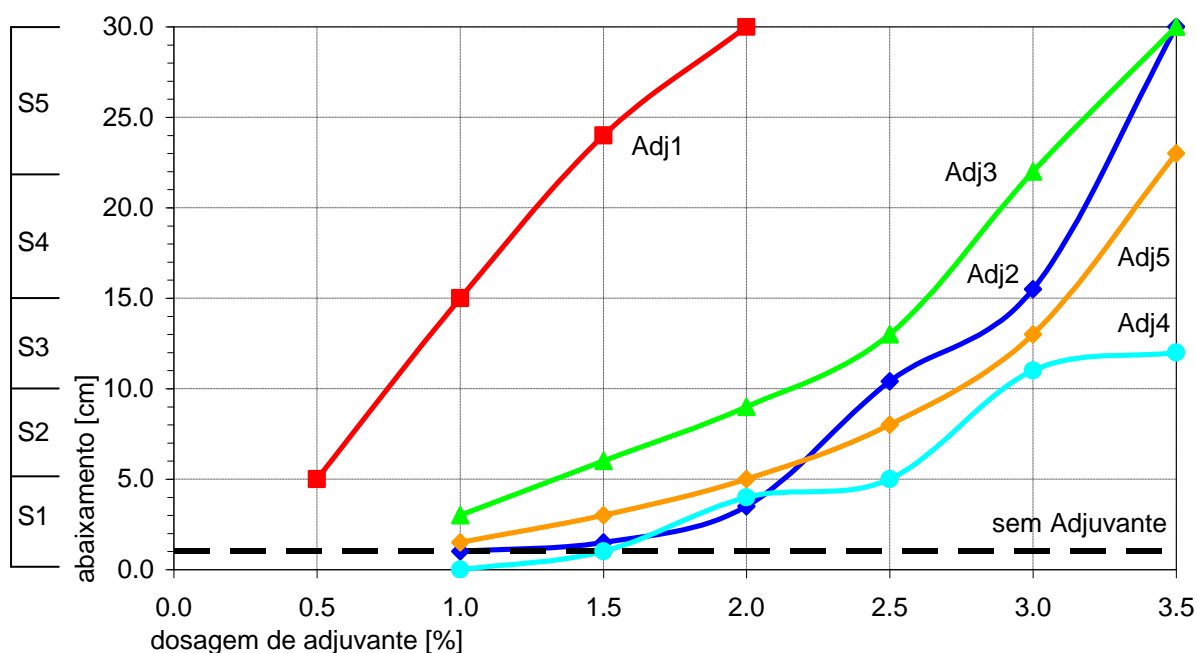


Gráfico 2.3: Consistência do betão para diferentes dosagens dos adjuvantes ensaiados.

Verifica-se que *Adj1* apresenta uma maior eficiência do que os outros quatro adjuvantes conseguindo-se, com uma dosagem de apenas 1 %, um betão com uma boa trabalhabilidade, com uma consistência mole/fluida, correspondente a um abaixamento de 15 *cm* do "cone de Abrams" (S4). Tal consistência nunca se atingiu para *Adj4* enquanto que para os outros três adjuvantes, só a partir de uma concentração entre 2,5 e 3,0% é que se observa uma influência idêntica no resultado do ensaio de abaixamento. Embora com diferenças menos significativas, pode afirmar-se

que *Adj3* é mais eficiente do que *Adj2* e este que *Adj5*.

A análise da evolução do parâmetro de consistência com a dosagem evidencia para *Adj1* uma relação quase linear. *Adj3* e *Adj5* apresentam um comportamento bilinear, denotando menor influência até dosagens da ordem dos 2,5% e uma influência mais acentuada a partir desse valor. Nos outros casos, observa-se um comportamento mais irregular sendo essa não-linearidade mais acentuada para *Adj4*.

O cruzamento do comportamento observado com os betões no estado fresco e a composição química dos diferentes adjuvantes utilizados, permite antecipar que o mecanismo de acção dos mesmos é influenciado pelo tipo de moléculas presentes.

No Gráfico 2.4 representam-se os valores obtidos para a resistência à compressão do betão aos 28 dias em função do tipo e percentagem de adjuvante, bem como os valores obtidos para o betão sem qualquer adjuvante.

Ressalta dos resultados que *Adj1* e *Adj3* são os adjuvantes com maior eficácia, apesar do seu comportamento ser diferenciado.

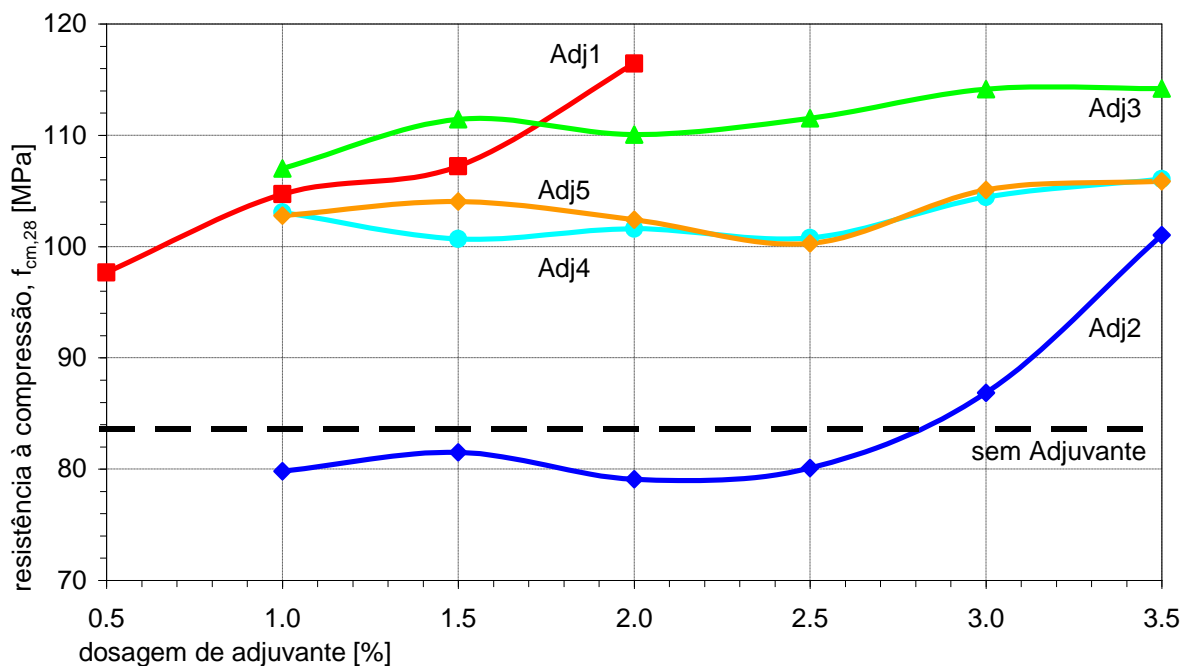


Gráfico 2.4: Resistência à compressão do betão para diferentes dosagens dos adjuvantes adoptados.

Observa-se uma grande influência da dosagem de *Adj1* na resistência à compressão atingida, com

uma correlação quase linear entre a dosagem de adjuvante e a resistência do betão aos 28 dias, à semelhança da influência observada da dosagem deste adjuvante na consistência.

Os resultados das amassaduras com *Adj3*, *Adj4* e *Adj5* não apresentam uma influência significativa da dosagem de adjuvante na resistência à compressão atingida.

Para *Adj2*, só a partir de valores superiores a 2,5% é que se verifica a existência de influência da dosagem de superplastificante na resistência à compressão do betão, aos 28 dias, sendo a correlação aproximadamente linear.

No Gráfico 2.5 e Gráfico 2.6 representa-se, respectivamente, a influência do adjuvante na resistência à compressão do betão jovem (3 dias) e em idades intermédias (7 dias), bem como os valores obtidos para o betão sem qualquer adjuvante nas mesmas idades.

Em idade jovem (3 dias) observa-se que *Adj3*, *Adj4* e *Adj5* são os produtos mais eficientes, proporcionando incrementos da resistência à compressão do betão, nesta idade, na ordem de 10 a 20 *MPa* relativamente à resistência à compressão obtida pelo betão sem qualquer adjuvante. *Adj1* não mostra ter uma influência significativa na resistência à compressão nesta idade.

Os valores obtidos com *Adj2* denotam uma influência negativa deste adjuvante no desenvolvimento da resistência à compressão nesta idade, condicionando a sua utilização quando se desejam obter resistências elevadas em idade jovem. Este comportamento talvez possa ser explicado por um mecanismo de envolvimento das partículas de cimento pelas moléculas dos superplastificantes, referido em §2.3.3.5, que pode retardar as reacções de hidratação dos ligantes em determinadas concentrações e consoante o tipo de moléculas presentes na composição química do adjuvante

Quanto à influência da dosagem de adjuvante no desenvolvimento da resistência à compressão em idade jovem do betão, verifica-se uma ligeira influência para *Adj1* e *Adj3*, observando-se uma correlação quase linear entre estes parâmetros. Para *Adj4* e *Adj5* não se observa qualquer influência da dosagem de adjuvante no desenvolvimento da resistência à compressão do betão nesta idade, sendo os valores desta praticamente constante para todas as dosagens ensaiadas.

Os resultados obtidos para os betões em idades intermédias (7 dias) são claramente valores de transição entre os observados em idade jovem e aos 28 dias.

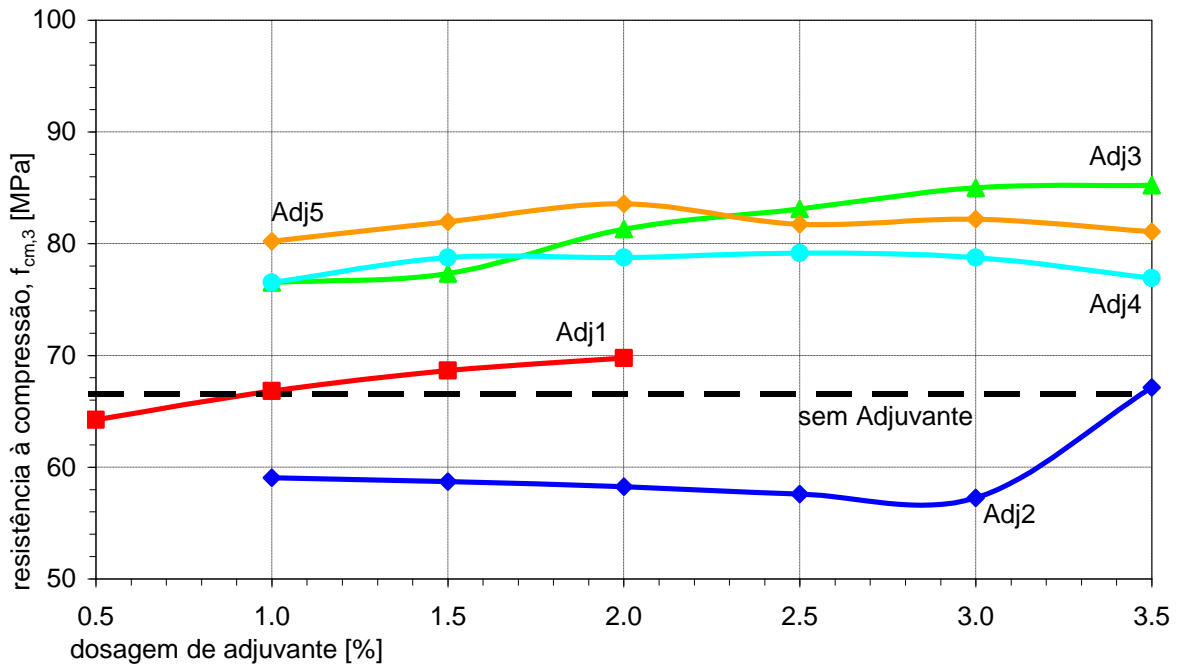


Gráfico 2.5: Resistência à compressão do betão jovem (3 dias) para diferentes dosagens dos adjuvantes adoptados

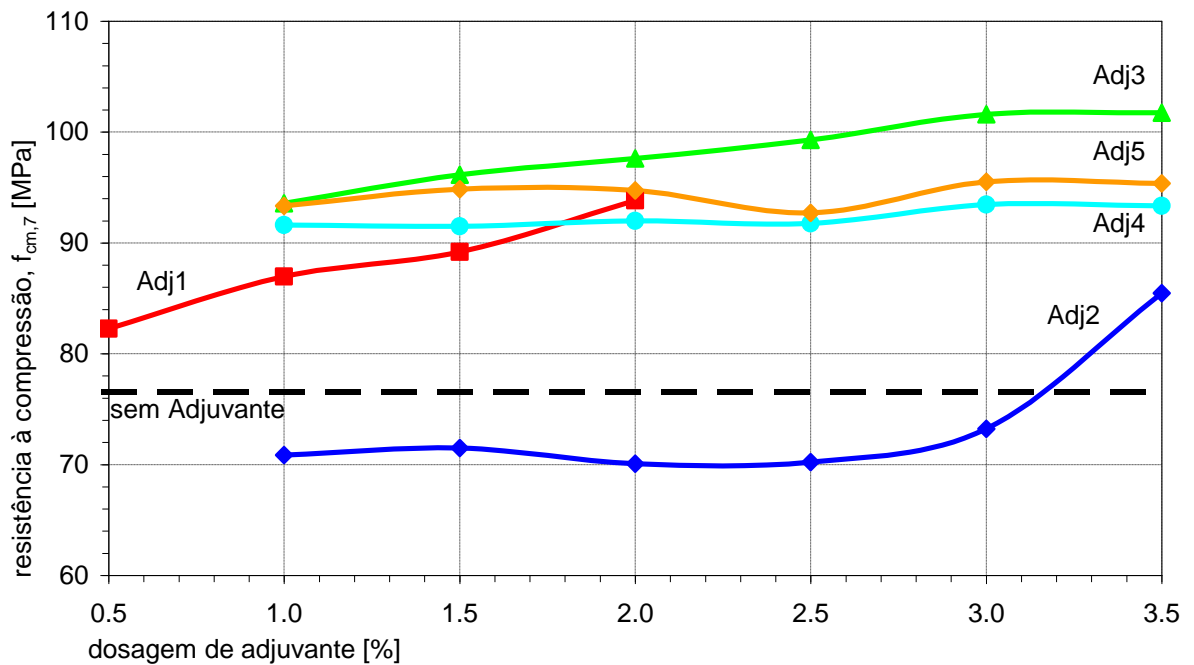


Gráfico 2.6: Resistência à compressão do betão em idades intermédias (7 dias) para diferentes dosagens dos adjuvantes adoptados.

2.6 Resumo da composição do betão de alta resistência adoptada

| Especificação do Betão | |
|-------------------------------|----------|
| Classe de Resistência | C 90/105 |
| Classe de Exposição Ambiental | XC 3 |
| Classe de Consistência | S5 |
| Dimensão Máxima dos Agregados | 13,2 mm |

| Índice de Vazios | Compacidade | Volume de Vazios | Água de Amassadura |
|------------------|-------------|---------------------|--------------------|
| 0,174 | 0,826 | 20 l/m ³ | 144 l |

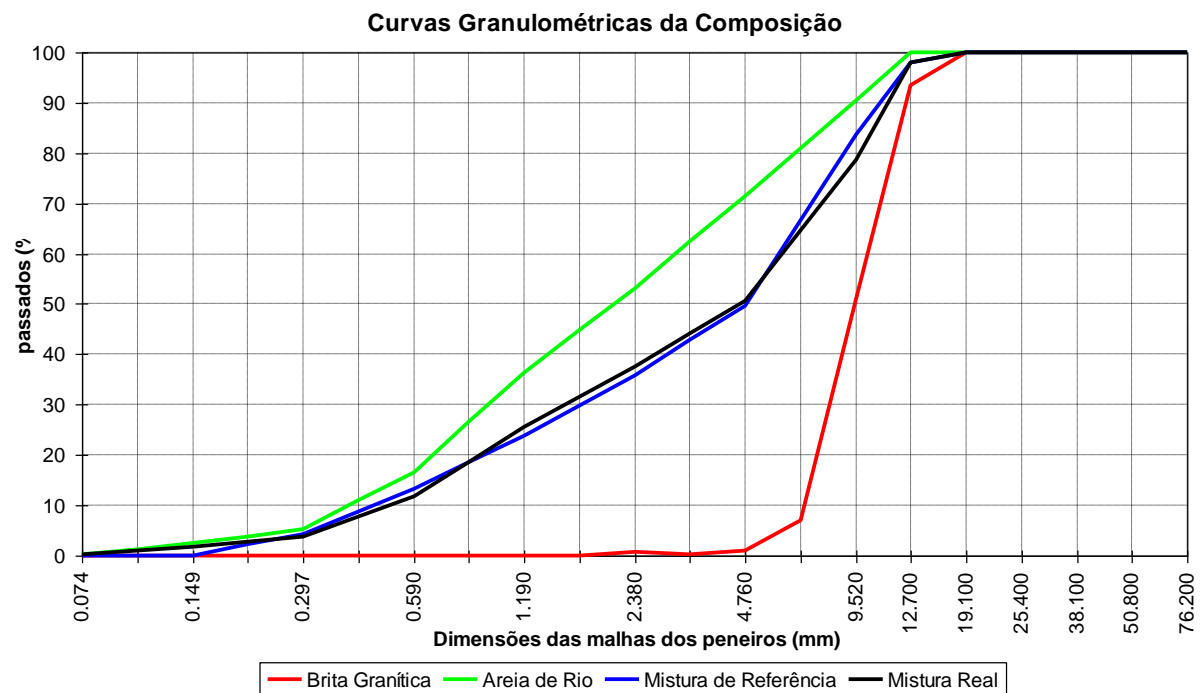
| Constituintes da Pasta | Cimento | Adição | Adjuvante |
|-------------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|
| Designação | CEM I 52,5R Alhandra | Sikacrete HD | Sika ViscoCrete 20 HE |
| Massa Volúmica Absoluta | 3130 kg/m ³ | 2200 kg/m ³ | 1,08 kg/l |
| Massa | 500 kg | 50 kg | 11,02 kg |
| Volume | 0,160 m ³ | 0,023 m ³ | 10,20 l |

| Agregados | Designação | Origem/Lote | Massa Vol. [kg/l] | Proporção | Massa [kg] |
|--------------------------------------|-----------------|-------------|-------------------|----------------------|------------|
| Agregado 1 | Brita Granítica | Prégaia | 2,65 | 0,309 | 532 |
| Agregado 2 | Areia de Rio | Prégaia | 2,60 | 0,691 | 1167 |
| Volume Absoluto Total dos Agregados: | | | | 0,644 m ³ | |

| Relações | |
|--|----------------------|
| Percentagem Adição em relação ao Cimento | 10,0 % |
| Percentagem Adição em relação ao Cimento+Adição | 9,1 % |
| Permilagem Adjuvante em relação ao Cimento | 22,0 ‰ |
| Permilagem Adjuvante em relação a Cimento+Adição | 20,0 ‰ |
| Volume Absoluto de Cimento+Adição | 0,182 m ³ |
| Percentagem de Cimento+Adição | 22,1 % |
| Volume da Pasta Ligante | 0,356 m ³ |
| Compacidade da Pasta Ligante | 0,512 |
| Relação Água/Cimento | 0,31 |
| Relação Água/(Cimento+Adição) | 0,28 |
| Relação Agregados Grossos/Agregados Finos | 1,0 |

| Malha [mm] | Brita Granítica (Agr,1) | Areia de Rio (Agr,2) | Mistura de Referência | Mistura Real |
|------------------|-------------------------|----------------------|-----------------------|--------------|
| 76,2 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 |
| 50,8 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 |
| 38,1 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 |
| 25,4 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 |
| 19,1 | 100,0 | 100,0 | 100,0 | 100,0 |
| 12,7 | 93,5 | 100,0 | 97,4 | 98,0 |
| 9,52 | 51,1 | 90,4 | 79,0 | 78,3 |
| 4,76 | 1,1 | 71,5 | 49,9 | 49,7 |
| 2,38 | 0,7 | 53,1 | 36,1 | 36,9 |
| 1,19 | 0,0 | 36,4 | 24,1 | 25,2 |
| 0,59 | 0,0 | 16,6 | 13,6 | 11,5 |
| 0,297 | 0,0 | 5,3 | 4,6 | 3,7 |
| 0,149 | 0,0 | 2,4 | 0,0 | 1,7 |
| 0,074 | 0,0 | 0,3 | 0,0 | 0,2 |
| Módulo de Finura | 6,47 | 4,24 | 4,93 | 4,93 |

| Método Granulométrico de Referência | Parâmetro A _F | Parâmetro B _F | Parâmetro Y |
|-------------------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------|
| Faury | 32,0 | 1,5 | 66,5 |



2.7 Conclusões

Da pesquisa bibliográfica e do estudo experimental realizados para a formulação de um betão de alta resistência utilizando agregados correntes, associando elevada resistência à compressão ($f_{cm} \approx 120 \text{ MPa}$) e consistência fluida (S4~S5), obteve-se um conjunto de conclusões pertinentes.

A metodologia definida (§2.2.3) demonstrou ser apropriada para a formulação de BARs, sendo factores determinantes os critérios de formulação e a selecção dos materiais constituintes.

Relativamente aos critérios de formulação, no programa experimental confirmam-se algumas conclusões recolhidas e sintetizadas (§2.3.4) da bibliografia [21, 47, 86, 87, 89, 91, 116, 119, 206] e retiram-se outras:

- (1) A fórmula de Feret modificada proposta por de Larrard [87] e representada pela equação (2.40) demonstrou ser adequada à definição da compacidade da pasta ligante de BARs utilizando sílica de fumo como adição e com relação água/ligante inferior a 0,32. A proposta por Gutiérrez e Cánovas [119] (2.41) não se revelou tão adequada no programa experimental.
- (2) Verificou-se a validade, para a formulação de BARs, da utilização das curvas granulométricas de referência de Bolomey (2.26) e Faury (2.28) (2.30).
- (3) A utilização da curva granulométrica de Faury conduziu a misturas com consistências superiores às obtidas com a curva granulométrica de Bolomey.
- (4) Não se observaram diferenças assinaláveis na resistência à compressão aos 28 dias com as misturas obtidas pelas duas curvas granulométricas de referência referidas – Bolomey e Faury.
- (5) A relação agregados grossos/agregados finos, definida de acordo com o conceito explicitado em (2.2), com valores próximos de 1,0 foi a que permitiu a obtenção de misturas exibindo melhor compromisso entre a consistência e a resistência.
- (6) A utilização de uma relação agregados grossos/agregados finos superior a 1,0, conduziu a misturas com resistência à compressão superior mas prejudicou a consistência desejada para a mistura.

- (7) Para o BAR especificado, a adopção da curva granulométrica de Faury com os parâmetros $A_F=32$ e $B_F=1,5$, conduzindo a uma relação volumétrica agregados grossos/agregados finos de 1,0, mostrou-se válida.

Relativamente à selecção dos materiais constituintes, da bibliografia analisada e referida em §2.3.3, sintetiza-se um conjunto de orientações e conclusões:

- (8) Os cimentos que apresentam mais vantagens para a formulação de um BAR são os cimentos com a classificação CEM I 42,5R e CEM I 52,5R, de acordo com a NP EN 197-1:2001 [134], por terem uma percentagem de clínquer superior a 95% e apresentarem reduzidos valores de perda ao fogo e resíduo insolúvel.
- (9) A utilização de um cimento CEM I 52,5R permite a obtenção de resistências à compressão mais elevadas [119].
- (10) A utilização de um cimento CEM I 42,5R pode mostrar-se mais adequada quando se deseje uma maior trabalhabilidade, comprometendo um pouco a resistência [119].
- (11) Os agregados grossos ($d > 4,76 \text{ mm}$) mais vantajosos para a formulação de um BAR são os agregados britados com coeficiente de absorção igual ou inferior a 1%, coeficiente de forma igual ou superior a 0,25 e uma dimensão máxima do agregado inferior a 14 mm. Recomenda-se a utilização de agregados grossos com um índice de desgaste do ensaio de *Los Angeles* inferior a 15% e um índice de resistência ao esmagamento inferior a 13% ou, quando conhecida a resistência à compressão das rochas originárias, agregados grossos provenientes de rochas com resistência à compressão superior a 150 a 200 MPa [24, 72, 88, 116, 119, 206, 217, 295].
- (12) Os agregados finos ($d \leq 4,76 \text{ mm}$) mais vantajosos são os rolados, siliciosos, sem partículas de dimensão inferior a 0,5 mm, com módulo de finura próximo de 3 e equivalentes de areia superior a 80% [88, 100, 116, 119, 206, 218].

No programa experimental, relativamente aos materiais constituintes seleccionados (§2.4.2) concluiu-se que:

- (13) Com o cimento Portland CEM I 52,5R (Cimpor-Alhandra) foram atingidas as características do betão especificado para o estudo.
- (14) Como adição, a utilização de um produto comercial com a designação "Sikacrete HD", à base

de sílica de fumo em estado muito puro ($\%SiO_2 > 90\%$), mostrou-se válida.

- (15) Os agregados seleccionados entre os correntemente utilizados na firma Prégaia, uma brita granítica e uma areia de rio lavada de granulometria extensa, mostraram-se adequados. Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização dos agregados (§2.4.2) mostram que estes apresentam valores adequados.

A escolha do adjuvante foi o aspecto mais sensível da selecção de materiais justificando a realização de um estudo de caracterização e avaliação da influência do adjuvante na resistência à compressão e consistência do BAR.

Os resultados obtidos com esse estudo permitiram tirar as seguintes conclusões, quanto à eficácia e à influência do tipo e da dosagem dos adjuvantes ensaiados na obtenção do betão com as características pretendidas:

- (16) A compatibilidade do adjuvante com os ligantes é um aspecto determinante na formulação dos BARs, corroborando as conclusões de outros estudos [116, 122, 156, 226, 227, 238, 293].
- (17) Alguns adjuvantes podem provocar um efeito de retardamento da hidratação do ligante e desse modo condicionar o desenvolvimento da resistência à compressão em idades jovens (Gráfico 2.5 e Gráfico 2.6).
- (18) Pequenas alterações na dosagem de adjuvante podem afectar significativamente parâmetros como a consistência, a resistência à compressão e/ou a evolução da resistência à compressão no tempo.
- (19) Em betões com relação água/ligante muito baixa (0,28), algumas dosagens mínimas recomendadas pelos fabricantes para alguns adjuvantes encontram-se abaixo da dosagem de activação desses produtos (Gráfico 2.3).
- (20) O adjuvante seleccionado com base neste estudo experimental, um superplastificante de terceira geração com a designação "SIKA ViscoCrete 20 HE", à base de policarboxilatos modificados em solução aquosa, na dosagem de 3% do peso de ligante, demonstrou ser o mais adequado à formulação do BAR especificado.

Capítulo 3

Propriedades Mecânicas de Betões de Alta Resistência

3.1 Propriedades mecânicas do betão endurecido

À semelhança do que acontece com os betões tradicionais, a resistência à compressão é uma das propriedades mecânicas mais avaliada e utilizada para a caracterização de um betão endurecido de alta resistência, apesar de em muitas das aplicações dos betões, não ser a propriedade mecânica mais importante. Casos haverá em que outras propriedades mecânicas associadas ao seu comportamento diferido, como a retracção, a fluência e a relaxação, ou outras associadas à sua durabilidade, como a porosidade, a permeabilidade, a resistência aos ambientes agressivos, a resistência aos ciclos gelo/degelo, a resistência ao fogo, etc., são mais importantes para o desempenho de determinado betão de alta resistência [207].

Contudo, a maior facilidade da determinação da resistência à compressão e o facto desta propriedade mecânica estar directamente relacionada com a estrutura da pasta de betão endurecido, leva a que a avaliação das restantes características do betão endurecido, tanto mecânicas como de durabilidade, se faça muitas vezes por correlação com esta propriedade.

As expressões empíricas que se podem encontrar nos diferentes códigos e documentos normativos para estimar as principais propriedades mecânicas do betão a partir da resistência à compressão, são baseados em trabalhos desenvolvidos com betões que, raramente, ultrapassam uma resistência à compressão de 80 *MPa* [12, 62, 90, 196]. A validade destas expressões para betões de resistência muito superior não é líquida [12].

Assim, conhecer de forma mais pormenorizada as características específicas das propriedades mecânicas de um betão de alta resistência, da sua evolução no tempo e, complementarmente, procurar correlações com as outras propriedades do betão endurecido, assume particular importância no estudo deste material e na análise da sua aplicação em obra e em elementos estruturais.

Neste capítulo abordam-se as propriedades mecânicas mais relevante de um betão de alta

resistência, faz-se uma caracterização de algumas dessas propriedades, procuram estabelecer-se correlações entre elas e comparam-se com o comportamento previsto em códigos de dimensionamento.

3.1.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão de um betão é caracterizada pela tensão de rotura à compressão uniaxial do betão em condições padronizadas de referência. Quando se determina esta propriedade mecânica em condições diferentes das padronizadas, esta propriedade mecânica não se encontra totalmente definida. O seu valor é influenciado pela idade do betão no momento do ensaio, o seu estado de saturação, a temperatura, o tamanho e forma dos provetes utilizados na sua determinação, as condições de cura do material, a origem dos provetes de ensaio, etc.

Os aspectos relacionados com a influência dos componentes e composição do betão, como o tipo e dosagem de cimento, tipo e granulometria dos agregados, volume de água de amassadura, relação água/ligante e outros já foram abordados no Capítulo 2.

Nos parágrafos seguintes abordam-se outros aspectos relacionados com a resistência à compressão de um betão.

3.1.1.1 Relação entre resistências obtidas em obra e laboratório

Normas como a NP EN 12390-2:2003 [142] ou a ASTM C192/C192M-05 [34] estabelecem as condições de cura e conservação dos provetes destinados à determinação da resistência à compressão de um betão, como por exemplo a obrigatoriedade de conservação dos provetes em condição de temperatura (20°C) e humidade (RH=100%) controladas.

As condições diferentes de fabrico, colocação nos moldes, compactação e cura de betões obtidos em obra e laboratório, traduzem-se na obtenção de valores diferentes para esta propriedade mecânica. Por esta razão, os regulamentos ou documentos normativos apresentam relações entre o valor da resistência à compressão obtido em obra e em laboratório.

O Código Modelo 90 do CEB/FIP [63] propõe a seguinte relação entre as resistências à compressão obtidas em obra e em laboratório:

$$\frac{f_{c,obra}}{f_{c,lab}} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (3.1)$$

onde $f_{c,obra}$ – tensão de rotura à compressão do betão produzido em obra [MPa];

$f_{c,lab}$ – tensão de rotura à compressão do betão produzido em laboratório [MPa];

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura à compressão do betão aos 28 dias [MPa].

Esta relação aplicada a betões com resistências à compressão de 120 MPa conduz à adopção de valores para esta relação da ordem de 0,52 o que, à partida, é um valor consideravelmente baixo. Apesar disso, numa publicação posterior deste organismo, contendo um conjunto de recomendações adicionais para os betões de elevado desempenho [64], não se faz qualquer referência à alteração desta relação. Outras normas, como o código norueguês [2], propõem para esta relação um valor compreendido entre 0,75 e 0,90.

Haug e Jacobsen [124] analisaram os resultados de 1000 provetes de betão extraídos de diferentes elementos de três plataformas “offshore” norueguesas tendo observado relações compreendidas entre 0,80 e 1,00.

Aïtcin *et al.* [25], na sequência de estudos anteriores realizados por Asselanis *et al.* [31], observaram que, em betões com 120 MPa e com uma relação água/ligante de 0,25, os provetes curados em ambiente saturado apresentavam uma resistência 13% superior relativamente a provetes curados ao ar. Esta foi apresentada como a principal razão para as diferenças observadas entre a resistência à compressão determinada em laboratório e em obra, no caso dos betões de alta resistência, sendo reduzida a influência de outros factores atendendo às elevadas exigências de produção dos betões de alta resistência.

Tabsh e Aswad [281] efectuaram um estudo estatístico num universo de 399 amostras de betão de alta resistência obtido em diferentes locais da Pensilvânia, EUA, tendo observado que:

- o betão de alta resistência apresenta menor variabilidade que o betão normal relativamente ao valor nominal prescrito;
- betões aplicados em regiões frias ou durante o inverno apresentavam menor variação em relação ao valor nominal prescrito;
- à medida que aumenta o valor nominal prescrito, reduz-se a variabilidade entre os valores observados em obra e os valores prescritos.

Estes autores referem que estas conclusões são uma clara consequência do elevado controlo de qualidade dos betões de alta resistência relativamente aos betões normais.

3.1.1.2 Evolução da resistência à compressão no tempo

O valor da tensão de rotura à compressão de um betão varia em função do seu tempo de cura e

das suas condições de endurecimento. Este comportamento encontra-se intimamente relacionado com as características dos constituintes do betão, principalmente do tipo e composição do cimento [49, 79].

Desde muito cedo que a caracterização desta evolução foi alvo de estudos [7, 167, 198, 222, 246, 267] destinados a quantificar a influência da temperatura e tempo nas reacções pozolânicas e resistência do betão. A importância prática deste conhecimento assume particular relevância no desenvolvimento das obras e aplicações do betão: aumento da celeridade de execução das construções de betão armado por encurtamento dos tempos de descofragem e carregamento; controlo de qualidade do betão aplicado sem a necessidade de esperar 28 dias até se atingir a idade de caracterização regulamentar deste material; aceleração do endurecimento por cura a vapor; etc.

Considerando que a resistência à compressão do betão se encontra directamente associada ao nível de desenvolvimento das reacções de hidratação do cimento [49], a evolução da resistência à compressão do betão será condicionada pela velocidade dessas reacções [49, 150, 199, 285]. Sendo a velocidade de uma reacção química traduzida geralmente pela lei de Arrhenius, a sua aplicação às reacções de endurecimento do betão permite caracterizar de forma rigorosa o desenvolvimento das reacções de hidratação do cimento quando esta se processa a diferentes temperaturas [49, 203, 255, 285].

A partir da lei de Arrhenius é possível exprimir a relação entre as velocidades de endurecimento do betão a uma temperatura T e a uma temperatura de referência T_{ref} , em escala absoluta [$^{\circ}K$], por uma função:

$$K(T_{ref}, T) = e^{\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T} \right)} \quad (3.2)$$

onde E é a energia de activação da reacção [$J.mol^{-1}$] e R a constante dos gases perfeitos ($8,31 J.mol^{-1}.^{\circ}K^{-1}$) [49, 285].

A partir desta função pode determinar-se uma idade equivalente do endurecimento do betão à temperatura de referência a partir da expressão [285]:

$$t_{eq}(T) = K(T_{ref}, T)t \quad (3.3)$$

Os betões de alta resistência apresentam taxas de evolução da resistência à compressão no tempo mais elevadas em idades jovens (até aos 28 dias) do que os betões tradicionais [57, 112, 276]. Parrot [228] refere relações $f_{cm,7}/f_{cm,28}$ entre 0,8 a 0,9 para os betões de alta resistência enquanto

que, para os betões de resistência normal, essas relações são da ordem de 0,65 a 0,70. O Comité 363 do ACI [12] atribui este comportamento às maiores temperaturas de hidratação desenvolvidas pelos cimentos utilizados nos betões de alta resistência e às menores distâncias existentes entre as partículas hidratadas nestes betões devido às menores relações água/ligante.

A partir dos 28 dias as taxas de evolução da resistência à compressão no tempo são menores nos betões de alta resistência do que nos betões de resistência normal [12].

Alguns autores como Han e Walvaren [121] e Sarkar e Aïtcin [265] consideram que a baixa relação água/ligante dos betões de alta resistência deixa pouca água disponível para a hidratação a longo prazo das partículas de cimento, justificando assim este comportamento. Outros autores como Maage *et al.* [194] justificam este facto com a presença da sílica de fumo, afirmando que esta adição limita o desenvolvimento da resistência do betão a partir dos 28 dias.

Todavia, estudos posteriores, realizados por Aïtcin e Laplante [23], Fiorato [111], Gonzalez-Isabel [116] e Iravani [148], concluem não se observar qualquer limitação na evolução da resistência à compressão de betões de alta resistência contendo sílica de fumo, mesmo em estudos com a duração de 10 anos sobre betões expostos a diferentes condições climatéricas e ambientais.

Refere-se ainda a este respeito o facto de se observar, por vezes, em idades superiores a 90 dias, um fenómeno de estabilização da evolução da resistência de alguns betões de alta resistência com sílicas de fumo, sem explicação plausível conhecida, afectando mais betões curados em condições laboratoriais do que betões conservados em condições de obra [116].

O Eurocódigo 2 [68] admite a possibilidade de estimar a resistência do betão numa idade t , para uma temperatura média de 20°C e condições de cura de acordo com a norma NP EN 12390-2:2003 [142] através de uma expressão do tipo:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (3.4)$$

com

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right]} \quad (3.5)$$

onde $f_{cm}(t)$ – resistência média à compressão à idade t ;

f_{cm} – valor médio da tensão de rotura à compressão do betão aos 28 dias de idade;

$\beta_{cc}(t)$ – coeficiente dependente da idade do betão;

t – idade do betão em dias;

s – coeficiente dependente do tipo de cimento ($s=0,20$ para cimentos CEM 42,5R,

CEM 52,5N e CEM 52,5R; $s=0,25$ para cimentos CEM 32,5R e CEM 42,5N; e $s=0,38$ para cimentos CEM 32,5N classificados de acordo com a norma NP EN 197-1:2001 [134]).

Quando as condições de cura são diferentes das normalizadas, o EC 2 propõe a substituição da idade t nas expressões (3.4) e (3.5) por uma idade equivalente (t_T) ajustada às condições de cura do betão obtida a partir de:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{273+T} \Delta t_i\right)^{-13,65}} \times \Delta t_i \quad (3.6)$$

onde t_T – idade do betão ajustada em função da temperatura e que substitui o valor t nas expressões (3.4) e (3.5);

$T(\Delta t_i)$ – temperatura em °C durante o intervalo de tempo Δt_i ;

Δt_i – número de dias de prevalência da temperatura T .

Expressões idênticas podem ser encontradas no Código Modelo 90 [63] e no Boletim de Informação nº228 do CEB/FIP [64].

3.1.1.3 Diagrama tensão-extensão em compressão

Genericamente, os diagramas tensão-extensão dos betões de alta resistência apresentam três diferenças significativas relativamente aos betões tradicionais (Figura 3.1) [82, 85, 125, 201, 207, 211, 271, 290]:

- o troço ascendente do diagrama tensão-extensão de um betão de alta resistência tem um ramo mais extenso de proporcionalidade linear e de maior inclinação;
- a extensão para a tensão máxima é ligeiramente superior;
- o troço descendente apresenta uma pendente mais acentuada, deixando mesmo de existir à medida que aumenta a resistência do betão.

Carrasquillo [56], utilizando técnicas de raios X, observou que em betões de resistência moderada (31 MPa) a microfissuração na interface agregado/pasta se iniciava para valores de solicitação equivalentes a cerca de 65% da tensão de rotura, enquanto que em betões de alta resistência (76 MPa) esta fissuração só se iniciava para solicitações da ordem de 90% da tensão de rotura.

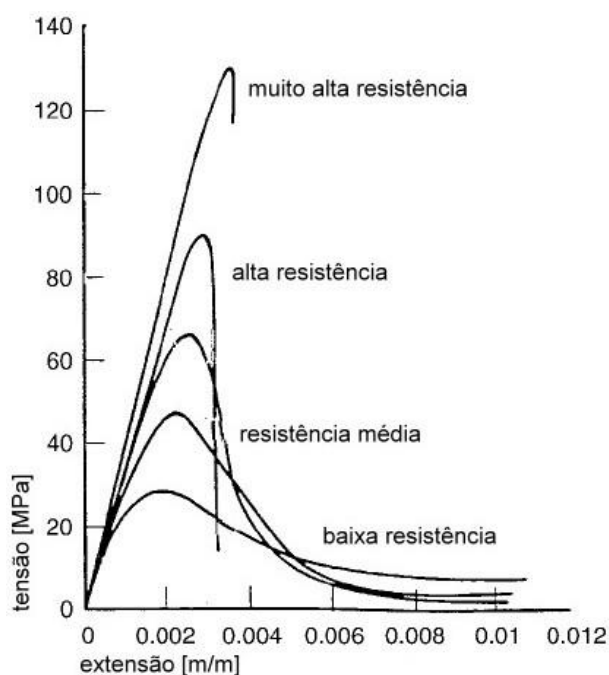


Figura 3.1: Diagramas tensão-extensão característicos do betão [207]

Questões relacionadas com as propriedades dos betões de alta resistência, como o facto de a aderência da interface agregado/pasta ser superior e o diagrama tensão-extensão das pastas ligantes ser mais semelhante aos diagramas tensão-extensão dos agregados, contribuem para uma distribuição mais uniforme das tensões internas e para um valor superior da tensão de rotura justificando, também por isso, a forma do diagrama tensão-extensão [116, 149].

Pelas mesmas razões, apesar de o limite de proporcionalidade tensão-extensão dos betões de alta resistência ser superior ao dos betões tradicionais [207, 211, 271], quando esse limite se atinge, não resta muita reserva de deformação até à extensão última e o colapso da massa de betão dá-se ao longo da totalidade do provete num curto intervalo de tempo e de solicitação, contribuindo desta forma para uma rotura frágil e explosiva (Figura 3.2).

Face às diferenças evidenciadas, os modelos propostos para os diagramas tensão-extensão desenvolvidos para os betões de resistência normal [200, 261] não se ajustam ao comportamento dos betões de alta resistência e os correspondentes modelos propostos para os betões de alta resistência [82, 290] não se ajustam ao comportamento dos betões de resistência normal.

Este facto acentuou a necessidade de procurar modelos que traduzissem o comportamento completo dos diagramas tensão-extensão, tanto para os betões de resistência normal como para os betões de alta resistência.

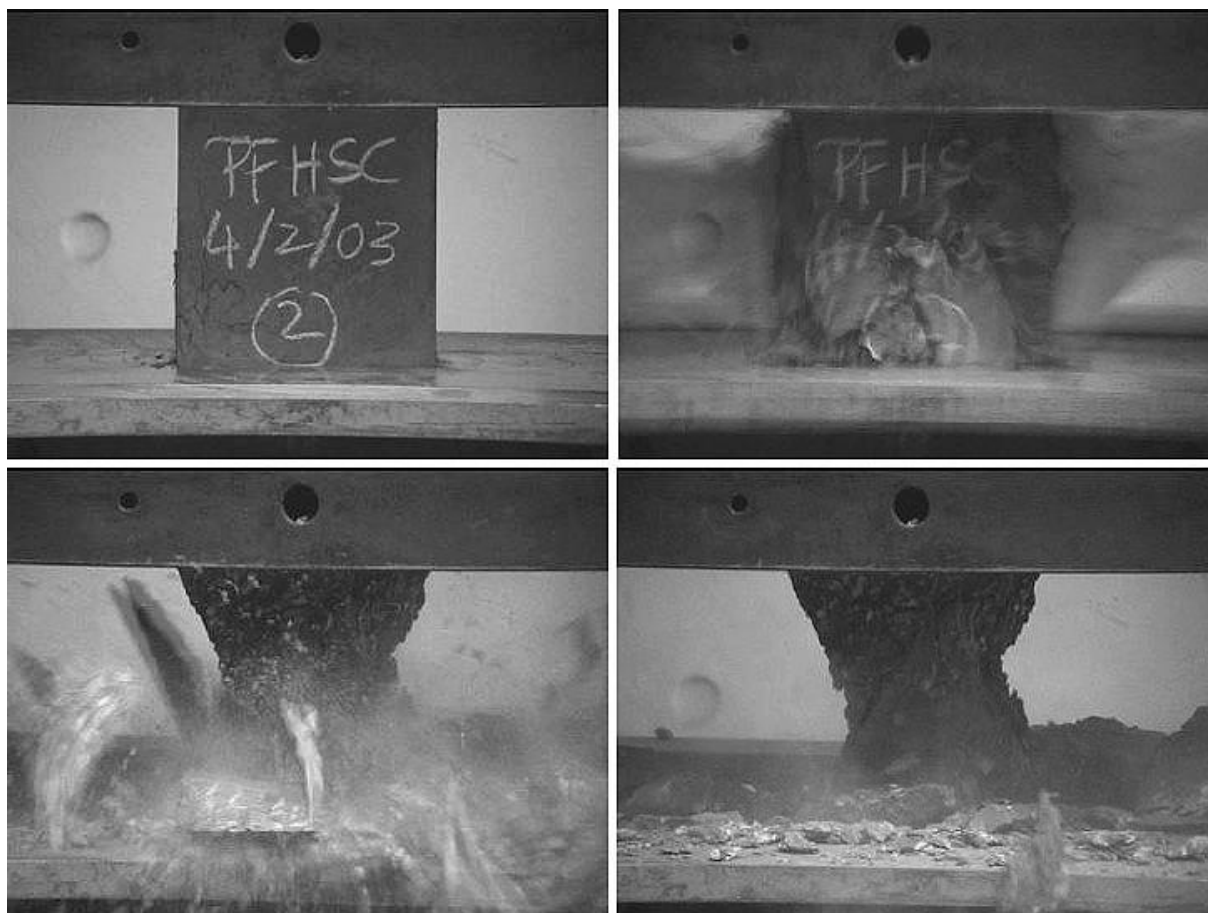


Figura 3.2: Rotura de um provete cúbico em betão de alta resistência

Attard e Setunge [35] propuseram um modelo capaz de traduzir o comportamento completo dos diagramas tensão-extensão, aplicável a betões com resistência à compressão compreendida entre 20 e 130 *MPa*, definido pela expressão:

$$\sigma_c = f_{c0} \frac{A \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right) + B \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2}{1 + (A-2) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right) + (B+1) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2} \quad (3.7)$$

onde $A = E_c \frac{\varepsilon_{c0}}{f_{c0}}$ e $B = \frac{(A-1)^2}{0,55} - 1$ no troço ascendente do diagrama;

$A = \frac{f_{ci}(\varepsilon_{ci} - \varepsilon_{c0})^2}{\varepsilon_{c0} \varepsilon_{ci} (f_{c0} - f_{ci})}$ e $B = 0$ no troço descendente do diagrama;

$E_c = 4370 f_{c0}^{0,52}$ é o módulo de elasticidade tangente na origem [*MPa*];

$$\varepsilon_{c0} = 4,11 \frac{f_{c0}^{0,75}}{E_c} \text{ é a extensão à tensão máxima } f_{c0};$$

$$f_{ci} = f_{c0} \left(1,41 - 0,17 \ln(f_{c0}) \right) \text{ é a tensão no ponto de inflexão do diagrama [MPa];}$$

$$\varepsilon_{ci} = \varepsilon_{c0} \left(2,50 - 0,30 \ln(f_{c0}) \right) \text{ é a extensão no ponto de inflexão do diagrama;}$$

σ_c – tensão em compressão uniaxial do betão [MPa];

ε_c – extensão do betão [m/m].

Na Figura 3.3, representam-se os diagramas tensão-extensão completos do betão de acordo com este modelo, para betões de resistência à compressão de 40, 60, 80 e 100 MPa.

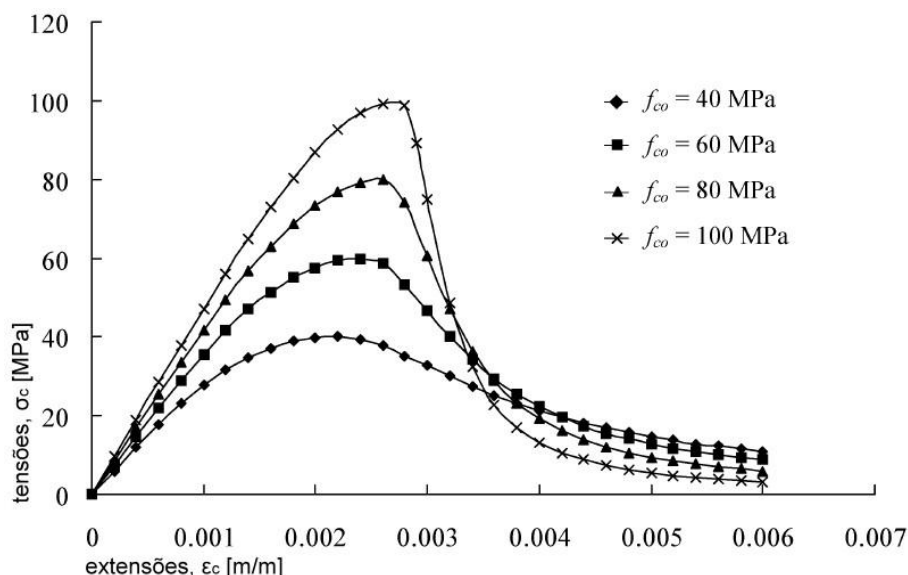


Figura 3.3: Diagramas tensão-extensão do betão de acordo com o modelo de Attard e Setunge [35]

Com uma perspectiva idêntica à deste último modelo, o EC 2 [68] propõe um modelo para a relação tensão-extensão do betão, aplicável a todas as classes de resistência admitidas por este código, válido para extensões compreendidas no intervalo $[0; \varepsilon_{cu1}]$ e para solicitações de curta duração uniaxiais, definido pela equação (3.8) e com a representação gráfica esquemática apresentada na Figura 3.4:

$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k \times \left[\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right]}{1 + (k-2) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \quad (3.8)$$

onde $k = 1,05 \times E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$

σ_c – tensão em compressão uniaxial do betão [MPa];

ε_c – extensão do betão [‰];

ε_{c1} – extensão para a tensão máxima f_{cm} , definida por $\varepsilon_{c1} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$;

ε_{cu1} – extensão última nominal, definida por $\varepsilon_{cu1} = 3,5‰$ para $f_{ck} \leq 50$ MPa e

$$\varepsilon_{cu1} = 2,8 + 27 \left[\frac{98 - f_{cm}}{100} \right]^4 \text{ para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa};$$

E_{cm} – módulo de elasticidade secante do betão entre os pontos de tensão 0 e $0,4 f_{cm}$.

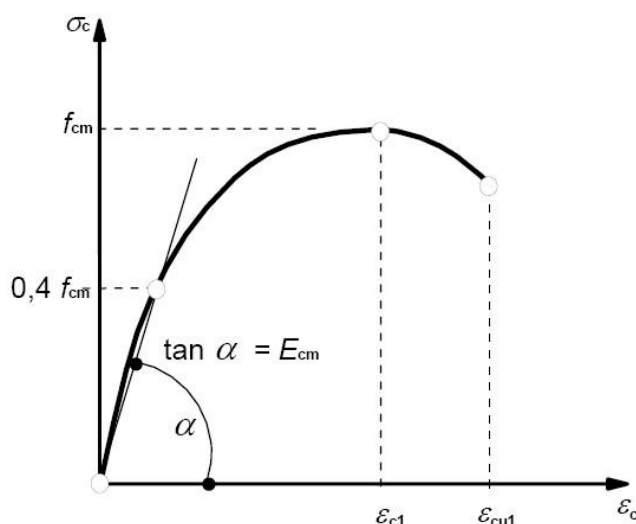


Figura 3.4: Representação esquemática do diagrama tensão-extensão do betão de acordo com o EC 2 [68]

A representação gráfica deste modelo para as diferentes classes de resistência previstas no EC 2 (Gráfico 3.1), permite observar a sua adequação ao comportamento e desenvolvimento dos diagramas tensão-extensão do betão observados experimentalmente e referidos na bibliografia [35, 82, 125, 201, 207, 211, 271, 290].

Destaca-se do exposto a semelhança existente entre o modelo preconizado pelo EC 2 [68] e o modelo proposto por Attard e Setunge [35]. No entanto, observa-se uma clara diferença entre estes modelos relacionada com a extensão última do betão, sem limitação no modelo de Attard e Setunge e claramente limitada no modelo do EC 2, à medida que aumenta a resistência do betão, devido ao carácter frágil da rotura dos betões de alta e muito alta resistência.

O EC 2 [68] recomenda a utilização deste modelo na análise não linear de comportamento de elementos estruturais de betão armado, para todas as classes previstas neste código, desde os de baixa e média resistência até aos betões de alta e muito alta resistência.

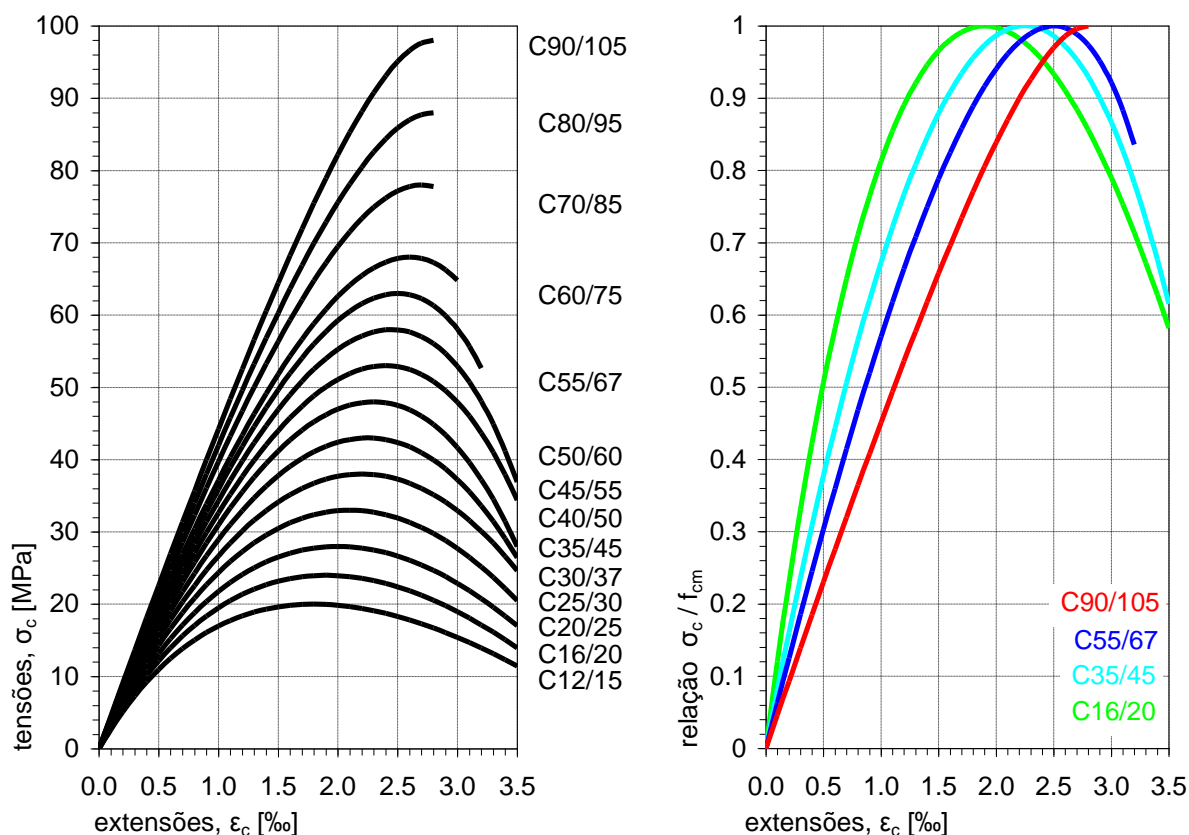


Gráfico 3.1: Diagramas tensão-extensão das diferentes classes de betão de acordo com o EC 2 [68]

Outra característica dos betões de alta resistência é o desenvolvimento de resistências à compressão mais elevadas em idades jovens (§3.1.1.2). As curvas tensão-extensão apresentadas referem-se a betões endurecidos, quando as reacções de hidratação dos ligantes se encontram em fase muito avançada, não se adequando ao comportamento de betões em idades muito jovens [19, 58, 162, 166, 299].

Yi *et al.* [299] realizaram um estudo no KAIST (*Korea Advanced Institute of Science and Technology, South Korea*), determinando os diagramas tensão-extensão de betões de diferentes resistências desde as 12 horas até aos 28 dias.

A partir dos resultados experimentais obtidos, da sua comparação com os modelos de Carreira e Chu [58], Ahmad e Shah [19] e Kim e Lee [166] e com os resultados obtidos por Khan *et al.* [162], propuseram a seguinte expressão:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm,t}} = \frac{\beta_m \epsilon_c / \epsilon_{c1,t}}{\beta_m - 1 + \epsilon_c / \epsilon_{c1,t}^{\beta_m}} \quad (3.9)$$

$$\text{com } \beta_m = \left[1,02 - 1,17 \frac{E_0}{E_{cm}} \right]^{-0,74} \quad \text{para } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1,t}$$

$$\text{e } \beta_m = \left[1,02 - 1,17 \frac{E_0}{E_{cm}} \right]^{-0,74} + \left[12,4 - 0,0166 f_{cm}^{-0,46} + 0,83 \times e^{\left(\frac{-911}{f_{cm}} \right) t} \right] \quad \text{para } \varepsilon_c > \varepsilon_{c1,t}$$

- onde σ_c – tensão em compressão uniaxial do betão;
 ε_c – extensão do betão para a tensão σ_c ;
 f_{cm} – resistência à compressão do betão aos 28 dias de idade;
 $f_{cm,t}$ – tensão máxima observada num betão de idade t ;
 $\varepsilon_{c1,t}$ – extensão para a tensão máxima $f_{cm,t}$;
 ε_{cu1} – extensão última nominal; e
 E_{cm} – módulo de elasticidade do betão;
 E_0 – módulo de elasticidade secante do betão ($f_{cm,t}/\varepsilon_{c1,t}$);
 t – idade do betão em dias.

Na Figura 3.5 representam-se alguns diagramas tensão-extensão [299] observados em betões com resistência à compressão, aos 28 dias, de 20, 30, 50 e 70 MPa, formulados com os mesmos constituintes, areia de rio como agregado fino, agregado grosso granítico, dosagem de cimento (ASTM tipo I) entre 270 e 570 kg/m³ e relação água/cimento (a/c) entre 0,70 e 0,30.

3.1.2 Resistência à tracção

A resistência à tracção de um betão é a propriedade com maior influência no desenvolvimento do padrão de fissuração de um betão e, conseqüentemente, na sua deformação e durabilidade. Outras propriedades mecânicas como a aderência, resistência à flexão, resistência ao corte e resistência à torção, estão basicamente relacionadas com a resistência à tracção [149, 163].

Apesar de se observar um incremento da resistência à tracção do betão com o aumento da resistência à compressão, este incremento não é directamente proporcional [64, 149, 163].

Estudos antigos, como os de Dewar [96] e Carrasquillo *et al.* [57], já referiam o menor incremento da resistência à tracção com o aumento da resistência à compressão, em betões de alta resistência relativamente ao incremento observado para os betões tradicionais. Dewar propunha que, para betões de resistência à compressão superior a 84 MPa, a resistência à tracção não ultrapassasse cerca de 5% do valor em compressão.

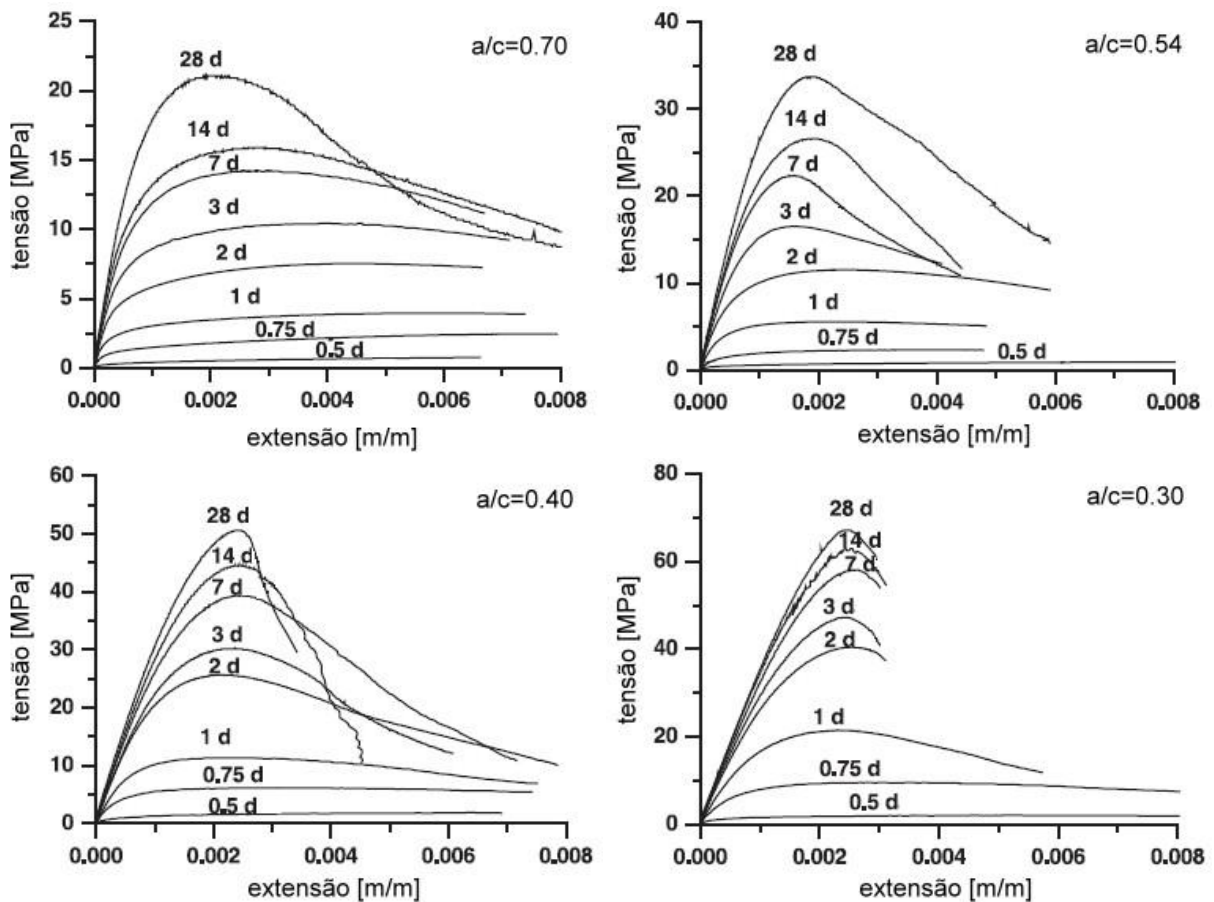


Figura 3.5: Diagramas tensão-extensão em compressão a várias idades para betões com diferentes relações a/c [299]

Iravani [148] na sequência dos trabalhos de Carrasquillo, propôs uma relação do tipo:

$$f_{ct} = 0,57\sqrt{f_c} \quad (3.10)$$

onde f_{ct} – tensão de rotura à tracção do betão;

f_c – tensão de rotura à compressão do betão.

Estudos posteriores, efectuados no Laboratório Central do INTEMAC (Instituto Técnico de Materiais e Construções, Madrid) [116] em 1992, resultaram na proposta da expressão:

$$f_{ct} = 0,9 \times f_c^{0,45} \quad (3.11)$$

aplicável a betões com resistência à compressão entre 50 e 120 MPa. Esta expressão ajustou-se aos resultados experimentais com um intervalo de variação de $\pm 0,9$ MPa, para um nível de confiança de 95%. Estes estudos foram realizados sobre 150 pares de valores, de betões fabricados com cimentos de classificação CEM I 52,5R e CEM I 42,5R, agregados grossos britados, duas marcas comerciais de sílica de fumo, dois superplastificantes diferentes, com provetes

saturados e secos, curados a temperaturas de 5, 20 e 30 °C e ensaios realizados aos 7, 28 e 90 dias.

Swaddiwudhipong *et al.* [280], num estudo recente de avaliação da capacidade resistente à tracção através de ensaios de tracção directa realizado com provetes em idades jovens, observaram uma correlação quase linear entre a resistência à tracção e o módulo de elasticidade em tracção. Observaram também que o diagrama tensão-extensão em tracção era praticamente linear até valores de tensão de 90% da carga de rotura. Estes autores observaram uma relação entre a resistência à tracção e a resistência à compressão definida pela expressão:

$$f_{ct} = 0,7546 \times f_c^{0,3328} \quad (3.12)$$

aplicável a betões com resistência à compressão compreendida entre 40 e 80 MPa.

O EC 2 [68] apresenta a seguinte expressão para estimar a resistência à tracção média (f_{ctm}) a partir do correspondente valor à compressão (f_{cm}):

$$f_{ctm} = 0,30 \times \sqrt[3]{f_{cm} - 8}^2 \quad (3.13)$$

válida para betões de classes de resistência inferiores ou iguais a C50/60 e:

$$f_{ctm} = 2,12 \times \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad (3.14)$$

válida para betões de classes de resistência superior a C50/60, fazendo uma clara distinção desta propriedade mecânica para os betões de resistência normal e para os betões de alta resistência.

3.1.3 Módulo de elasticidade

Sendo o betão um material composto, o módulo de elasticidade do betão é condicionado pelo módulo de elasticidade dos seus constituintes [12, 79, 148, 286], pasta ligante e agregados, pelas ligações entre estes dois componentes e ainda pelo arranjo das partículas que os constituem.

Porém, o factor com maior influência no módulo de elasticidade do betão é o tipo de agregados grossos [20, 24, 148]. Este aspecto é largamente reconhecido [12, 24, 79, 286] e está presente em regulamentos e documentos normativos, como o EC 2 [68], o Código Modelo 90 do CEB/FIP [63] ou o Código Americano ACI 318/318R-02 [14]. Por estas razões, é comum a indicação de valores médios do módulo de elasticidade para o betão em função do tipo de agregados, ou fórmulas de majoração e minoração do módulo de elasticidade em função dos agregados utilizados.

No Capítulo 2, abordou-se a influência dos diferentes constituintes do betão na sua resistência à compressão. Influência idêntica se observa no módulo de elasticidade do betão. Na ausência de determinações experimentais, é corrente a associação do módulo de elasticidade à tensão de rotura à compressão do betão através de expressões empíricas de correlação entre estas propriedades mecânicas. O EC 2 [68], assim como o Boletim de Informação nº228 do CEB/FIP [64], apresentam a expressão:

$$E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} \quad (3.15)$$

onde f_{cm} – valor médio da tensão de rotura à compressão do betão aos 28 dias [MPa];

E_{cm} – módulo de elasticidade secante do betão entre os pontos de tensão 0 e $0,4f_{cm}$ aos 28 dias [GPa].

A variação do módulo de elasticidade no tempo de acordo com o EC 2 pode estimar-se pela expressão:

$$E_{cm}(t) = E_{cm} \times \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \quad (3.16)$$

onde $f_{cm}(t)$ – valor médio da tensão de rotura à compressão do betão com t dias de idade [MPa];

$E_{cm}(t)$ – módulo de elasticidade secante do betão com t dias de idade [GPa].

Do mesmo modo, o ACI [12, 14] apresenta expressões empíricas de correlação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade (Figura 3.6), sustentadas por resultados experimentais e que estão na base das correspondentes propostas regulamentares [12].

Um aspecto referido em vários estudos [56, 64, 148, 149, 201, 286], prende-se com o facto de as expressões habitualmente utilizadas para estimar o módulo de elasticidade de um betão, a partir da tensão de rotura à compressão não serem, na generalidade, as mais adequadas para os betões de alta resistência. A influência que as adições minerais, as baixas relações água/ligante e as elevadas percentagens de adjuvantes exercem nestes betões e nesta propriedade mecânica, levaram à reconsideração dessas expressões.

Um estudo realizado por Iravani [148], sobre vinte amostras de quatro séries de betão de alta resistência e a sua comparação com as expressões propostas pelos códigos americano (ACI 318-89 [9] e ACI 363-92 [12]) e canadiano (CAN A23.3-M90 [81]), levou à expressão:

$$E_{cm} = 4700 \times C_{ca} \times \sqrt{f_{cm}} \quad (3.17)$$

válida para betões com resistência à compressão compreendida entre 55 e 125 MPa, onde C_{ca} é um coeficiente dependente dos agregados grossos, com valores entre 0,71 e 0,97.

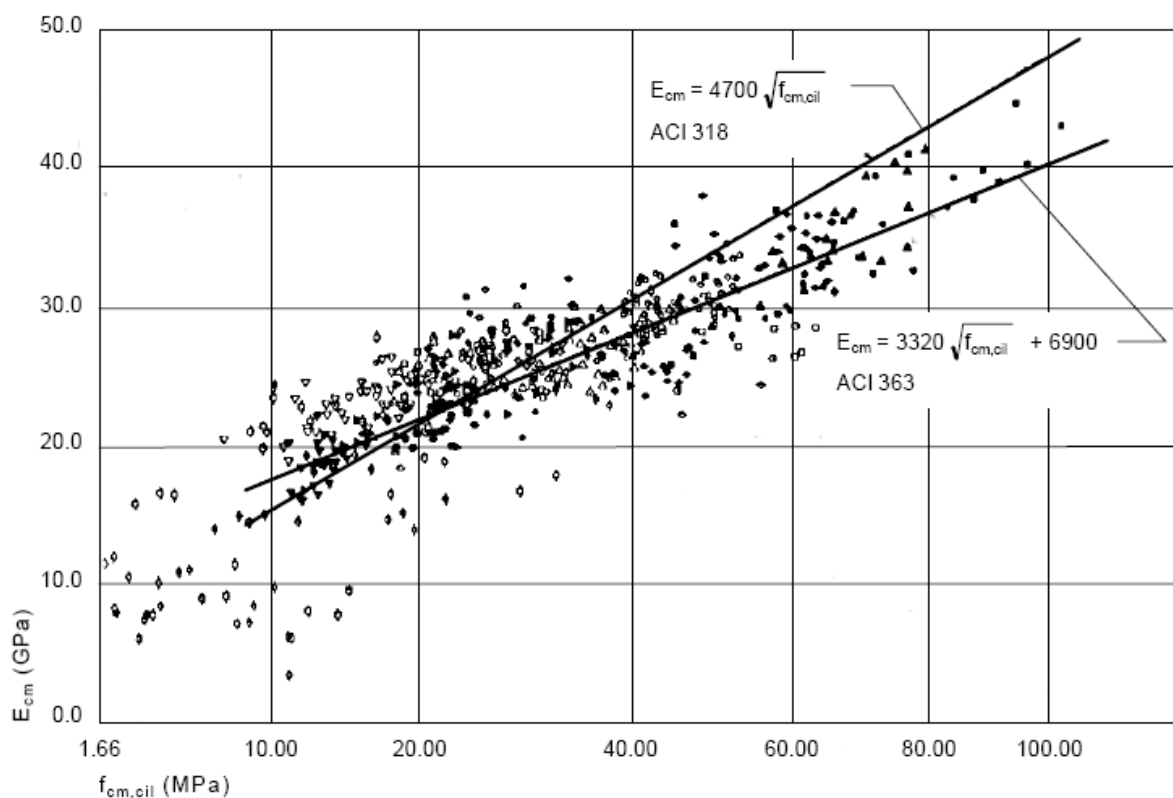


Figura 3.6: Correlação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão [12]

No estudo realizado no Laboratório Central do INTEMAC [116] que se referiu no §3.1.2, também foi determinada uma correlação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do betão, tendo sido proposta a expressão:

$$E_{cm} = 5660 \times f_{cm}^{0,43} \quad (3.18)$$

em MPa, válida para betões com módulos de elasticidade entre 25 000 e 50 000 MPa e um intervalo de variação de $\pm 6\,504$ MPa, para um nível de confiança de 95%.

Mendis [207] propôs uma equação modificada relativamente à equação do Código Americano ACI 318/318R-02 [14] para vários tipos de agregados e betões até 100 MPa com a seguinte expressão:

$$E_{cm} = 4300 \times \eta \times \rho^{1,5} \times \sqrt{f_{cm}} \quad (3.19)$$

com $\eta = 1,1 - 0,002 \times f_{cm} \leq 1,0$. Esta expressão foi calibrada com resultados experimentais e comparada com as recomendações do Comité 363 do ACI [12] e as expressões propostas pelos

códigos canadianos e neozelandeses.

Mais recentemente, Persson [243] num trabalho publicado para justificar a expressão proposta no Código Modelo 2000 da FIB para o módulo de elasticidade de betões de resistência normal e betões de alta resistência, apresenta a expressão:

$$E_{cm} = 21,5 \times \sqrt[3]{\frac{f_{cm}}{10}} \quad (3.20)$$

onde os termos desta expressão têm o mesmo significado que em (3.15). Segundo o mesmo trabalho [243], a variação do módulo de elasticidade com a idade do betão segue uma lei do tipo:

$$E_c(t) = E_{cm} \times e^{\left(1 - \frac{s}{2} \sqrt{\frac{28}{t}}\right)} \quad (3.21)$$

com o parâmetro s definido de modo idêntico ao da expressão (3.5).

3.1.4 Coeficiente de Poisson

Apesar de ser uma propriedade mecânica com alguma importância em determinadas circunstâncias de aplicação estrutural dos betões, são relativamente escassos os estudos experimentais e as referências bibliográficas existentes.

De acordo com o comité 363 do ACI [12] o coeficiente de Poisson do betão em fase não fissurada varia entre 0,20 e 0,28, observando-se uma tendência de aumento nos betões de alta resistência, devido à sua menor relação água/ligante e conseqüente redução de vazios.

No entanto, Iravani [148], a partir dos resultados que obteve e dos resultados obtidos por Perenchio e Klieger [242], Carrasquillo *et al.* [57] e Ibrahim *et al.* [130], propõe para betões com resistências à compressão compreendidas entre 55 e 125 MPa, um valor médio do coeficiente de Poisson de 0,20, com um desvio padrão de 0,033.

Face à escassa informação disponível e aos resultados dos estudos existentes [57, 130, 148, 158, 242], pode considerar-se que o coeficiente de Poisson no domínio elástico dos betões de alta resistência não é consideravelmente diferente do observado para betões convencionais, podendo admitir-se como aceitável um valor médio da ordem de 0,20 [12, 68].

3.1.5 Comportamento diferido de betões de alta resistência

O betão e os elementos estruturais em betão sofrem deformações ao longo do tempo, mesmo quando não são sujeitos a acções exteriores. A avaliação dos efeitos das deformações dependentes do tempo no comportamento das estruturas de betão armado é muito importante para a caracterização do seu comportamento em condições de serviço.

Os métodos de previsão do comportamento diferido em condições de serviço de elementos estruturais em betão armado envolvem um número significativo de parâmetros de difícil avaliação, devido a factores como a não homogeneidade das propriedades materiais do betão, provocada pelas diferentes fases de construção, os ciclos de humidade, de temperatura e de carga e os seus efeitos na resposta do betão.

A utilização de métodos simplificados na análise do comportamento diferido de elementos estruturais justifica-se pelo facto da previsão e controle das deformações dependentes do tempo e dos seus efeitos serem de muito maior complexidade, quando comparados com os métodos de análise e dimensionamento da capacidade resistente [11, 61].

Por estas razões, o problema do comportamento diferido, bem como os factores que lhe estão associados, são tratados de forma estatística, sendo quantificados com variações da ordem de 15 a 20%, na melhor das hipóteses [11]. Por outro lado, as correlações para os algoritmos utilizados foram obtidas a partir de resultados laboratoriais e não de estruturas edificadas [61].

Face à sensibilidade do betão às condições ambientais, história de carga e outras, a correlação entre o resultado medido em laboratório e observado nas estruturas edificadas é normalmente baixa, no que diz respeito ao comportamento diferido, enquanto se observam correlações muito superiores no que diz respeito à capacidade resistente [11, 61].

Sob o ponto de vista prático, é corrente a separação das deformações devidas ao comportamento diferido do betão nas deformações independentes do carregamento (retracção) e nas dependentes do carregamento (fluência). Deve referir-se que a separação de retracção e fluência é apenas uma questão de definição e conveniência [11]. As deformações de comportamento diferido do betão, sejam as dependentes do carregamento ou não, devem ser consideradas como dois aspectos de um único problema físico complexo [61, 171].

Nos §3.1.6 e §3.1.7 abordam-se as propriedades mecânicas relacionadas com o comportamento diferido dos betões de alta resistência, respectivamente a retracção e a fluência, bem como os principais factores que as podem afectar ou diferenciar em relação aos betões convencionais.

3.1.6 Retracção

As deformações devidas ao comportamento diferido do betão, independentes do carregamento, designam-se, de uma forma geral, por retracção [26]. Estas deformações podem separar-se nas que se observam antes do endurecimento do betão (§3.1.6.1) e nas que se observam após o endurecimento do betão (§3.1.6.2).

Antes do endurecimento ou até ao endurecimento do betão ocorre, por vezes, um fenómeno na superfície exposta do betão que provoca fissuração e que se designa normalmente por retracção plástica [26, 80, 190, 263].

Por ser a mais importante para o comportamento diferido em condições de serviço dos elementos estruturais em betão armado, define-se como retracção total, após o endurecimento (presa) do betão, a diminuição de volume aparente do betão no tempo sem a influência de quaisquer acções exteriores susceptíveis de lhe provocar esforços [11, 26, 61, 80, 217]. Esta variação dimensional do betão encontra-se associada às alterações do teor de água e a modificações físico-químicas no betão endurecido [11, 80, 217]. A retracção exprime-se de forma adimensional, como uma extensão.

A retracção após endurecimento do betão, assim definida, é habitualmente decomposta em três parcelas: a retracção de secagem, ou de dessecação; a retracção autogénea, ou endógena; e a retracção de carbonatação [11, 26, 61, 80, 97, 190].

A retracção de secagem, ou de dessecação, é devida a uma perda de água do betão para o meio exterior e inicia-se assim que as superfícies do betão se encontram expostas ao meio ambiente.

A retracção autogénea, ou endógena, é devida à passagem da água livre, no interior da pasta do betão, a água combinada, adsorvida e zeolítica, relacionada com a hidratação contínua do cimento e independente de quaisquer trocas de humidade com o meio ambiente.

A retracção de carbonatação é a resultante da combinação entre os produtos hidratados do cimento com o dióxido de carbono (CO_2), principalmente atmosférico, originando produtos sólidos com volume inferior ao dos que lhe deram origem.

O fenómeno inverso da retracção é a expansão, que se define como o aumento de volume aparente do betão devido ao aumento do teor de humidade no mesmo [11, 80, 217].

3.1.6.1 Retracção antes do endurecimento

A retracção plástica ocorre na superfície do betão fresco durante as primeiras horas, enquanto o betão não atinge uma resistência significativa e se mantém plástico. Este tipo de retracção é acompanhado, em determinadas circunstâncias, do desenvolvimento de fissuras indesejáveis. A retracção plástica e a ocorrência de fissuras associadas a este fenómeno ocorre fundamentalmente em superfícies de grandes dimensões expostas ao ar, com temperaturas elevadas e/ou vento [263].

O betão é um material composto, formado por constituintes com diferentes densidades, os quais são submetidos a um processo de amassadura e mistura. Quando é colocado nos moldes inicia-se, por efeito da diferença de densidades entre os constituintes, o assentamento dos agregados e dos constituintes da pasta, surgindo na sua superfície a água, o constituinte de menor densidade [79, 263]. A percentagem de água que migra da massa de betão para a superfície depende da dimensão das peças, dos constituintes do betão, da proporção em que estes entram na mistura e da temperatura.

O desaparecimento da água à superfície do betão corresponde ao momento em que a taxa de evaporação superficial é superior à taxa de migração de água da massa de betão para a superfície. O tempo necessário para se atingir esta condição é muito influenciado pela temperatura, humidade relativa e velocidade do vento à superfície do betão. Nesta fase, a menos que o betão já tenha adquirido alguma resistência, não se consegue adaptar à rápida variação volumétrica provocada pela saída da água e o desenvolvimento de fissuras de retracção plástica pode ocorrer [263].

Os estudos sobre este tipo de retracção são escassos principalmente porque, quando se observa este tipo de retracção em larga escala num betão, a solução passa pela alteração dos constituintes, da composição, processo de fabrico ou cura, até que o fenómeno não se manifeste [79].

Porém, alguns estudos vieram clarificar certos aspectos deste fenómeno. Shaeles e Hover [270] observaram que a incidência de fissuração por retracção plástica aumentava com o volume de pasta do betão, mas não conseguiram estabelecer nenhuma correlação directa entre o nível de fissuração e a taxa de evaporação superficial da água.

Samman *et al.* [263], num estudo com o objectivo de comparar a fissuração de retracção plástica observada em betões correntes e em betões de alta resistência, concluíram que, devido à menor relação água/ligante dos betões de alta resistência, a perda de água e a taxa de evaporação

destes betões era inferior à dos betões normais. Porém, como qualquer perda de água nestes betões se mostrava significativa, verificaram que, para condições de exposição a temperaturas elevadas e vento, as áreas de fissuração plástica eram superiores nos betões de alta resistência, tornando-os mais sensíveis a este fenómeno.

3.1.6.2 Retracção após endurecimento

A bibliografia relativa ao estudo do fenómeno da retracção em betões de alta resistência não é abundante. De uma forma geral, a retracção inicial dos betões de alta resistência é superior à observada em betões correntes e, após um certo período de endurecimento (entre 56 e 90 dias), a retracção observada em ambos os betões é similar [12, 116]. A retracção total final observada em betões de alta resistência tende a ser inferior à observada em betões convencionais [129, 207].

De acordo com as conclusões do Comité 363 do ACI [12] a retracção total de um betão é proporcional ao seu teor de água e independente da relação água/ligante [112]. Este facto justifica os reduzidos valores de retracção observados nos betões de alta resistência, devido à menor água de amassadura conseguida com os novos superplastificantes na formulação destes betões [215].

As componentes da retracção mais relevantes para o comportamento diferido do betão são a retracção de secagem (ou de dessecação) e a retracção autogénea (ou endógena). Nos parágrafos seguintes abordam-se as conclusões de alguns estudos relativamente a estes fenómenos e aos parâmetros que mais os influenciam nos betões de alta resistência.

A informação relativamente à retracção de secagem em betões de alta resistência, para além de reduzida, é contraditória no que diz respeito ao comportamento de betões com adições minerais (como a sílica de fumo) e adjuvantes (como os superplastificantes ou redutores de água de alta gama) [50, 294].

Shiomi *et al.* [274] concluíram que as extensões por retracção de secagem variam de forma inversa com a relação água/ligante e que são independentes do teor absoluto de água.

Wiegrink *et al.* [294] observaram que a taxa de perda de água era superior em betões com relações água/ligante superiores, mas que essa perda de água não se correlacionava com a retracção livre observada, praticamente igual para todos os betões. Todavia os betões de maior resistência, menor relação água/ligante e maior percentagem de sílica de fumo, apresentavam uma fissuração por retracção mais severa, apresentando fissuras de maior largura e extensão.

Num estudo destinado a compreender o comportamento diferido em idades jovens (até aos 28 dias) de betões com resistência à compressão baixa, média e elevada (30, 70 e 100 MPa), Khan *et*

al. [164] observaram que a retracção (total) aumentava com o incremento de resistência do betão apresentando, no entanto, comportamentos muito distintos entre eles. Em provetes não selados, expostos a condições ambientais normais (temperatura de $20\pm 1^{\circ}\text{C}$ e humidade relativa de $50\pm 10\%$), a retracção de secagem observada aos 28 dias foi idêntica nos três tipos de betão sendo, no entanto, diferenciado o comportamento exibido. Enquanto que os betões de resistência à compressão baixa e média exibiam um crescimento aproximadamente linear da retracção de secagem, no intervalo de tempo decorrido desde a desmoldagem até aos 28 dias de idade, o betão de resistência à compressão mais elevada (100 *MPa*) exibiu um crescimento mais acentuado da retracção de secagem com o tempo até aos 7 dias e um crescimento muito reduzido desde essa idade até aos 28 dias.

No que diz respeito ao papel que as adições minerais com efeito pozolânico, como a sílica de fumo e as escórias granuladas de alto forno moídas, têm no comportamento à retracção de secagem de betões de alta resistência, Jianyong e Yan [152] observaram que, em betões de idêntica resistência à compressão (cerca de 100 *MPa*) e igual dosagem de ligante, o incremento de adições minerais na composição se traduzia numa menor retracção de secagem.

Mokarem *et al.* [212] observaram que os betões de alta resistência que utilizavam cinzas volantes como adição apresentavam maior retracção de secagem relativamente aos betões com sílica de fumo.

A retracção autogénea assume maior importância na retracção total dos betões de alta resistência relativamente aos betões de resistência normal [190, 262]. O elevado teor de pasta ligante dos betões de alta resistência contribui decisivamente para que a retracção autogénea seja superior nestes betões relativamente aos betões convencionais [27, 151, 178, 207, 225], podendo mesmo atingir valores duplos nos betões de alta resistência [90].

No estudo anteriormente referido de Khan *et al.* [164], em condições seladas, sem trocas de humidade com o exterior, observou-se que, à medida que aumentava a resistência do betão, aumentava a retracção autogénea. O comportamento de retracção autogénea também era distinto, apresentando os betões de resistência normal (30 *MPa*) e de resistência média (70 *MPa*) uma taxa linearmente crescente das extensões de retracção, desde as primeiras horas (desmoldagem às 12 horas) até aos 28 dias, enquanto nos betões de resistência superior (100 *MPa*) a retracção autogénea crescia a um ritmo muito elevado nos primeiros dias (7 dias), estabilizando depois para taxas de crescimento reduzidas. A maior sensibilidade dos betões de alta resistência à componente autogénea da retracção em idades jovens observada neste estudo [164] foi confirmada por estudos posteriores [172, 292].

Sato *et al.* [266] concluíram que, em idades muito jovens, a retracção autogénea desenvolve-se mais rapidamente em betões sem qualquer adjuvante e com sílica de fumo do que em betões fabricados com escórias de alto forno como adição. No entanto, a retracção autogénea final nestes últimos foi superior e, nos betões sem qualquer adjuvante, foi a mais reduzida.

Outro estudo com conclusões sobre a influência da sílica de fumo na retracção autogénea de um betão foi realizado por Kojima *et al.* [168] em betões com três relações água/ligante (0,20, 0,30 e 0,50) e três percentagens de sílica de fumo (0, 7,5% e 15%). Os autores observaram que, tanto a retracção autogénea, como a sua parcela de contribuição para a retracção total, aumentavam com a diminuição da relação água/ligante. No entanto, a retracção total (soma da retracção autogénea e da retracção de secagem), ao fim de um ano, era praticamente igual em todas as composições e independente da percentagem de adição, da relação água/ligante e das condições de cura.

Num estudo experimental recente, Drago e Franc Saje [262] concluíram que a retracção autogénea é afectada por outros factores para além da relação água/ligante. Observaram que um aumento do teor de ligante se traduzia num aumento da retracção autogénea e da sua contribuição para a retracção total. Também observaram que a utilização de sílica de fumo como adição contribuía para um aumento da retracção autogénea. Segundo os mesmos autores, a utilização de superplastificantes à base de policarboxilatos contribui para um retardamento do início da retracção autogénea.

Muito recentemente, um conjunto de estudos abordando a retracção autogénea de betões de alta resistência contendo adições minerais com efeito pozolânico [42, 126, 151, 279, 283, 297], veio reforçar as conclusões dos estudos realizados anteriormente, as quais se podem sintetizar da seguinte forma:

- a retracção autogénea aumenta nos betões de alta resistência, como consequência do aumento do teor de ligante (cimento e adições);
- a retracção autogénea dos betões de alta resistência aumenta com a diminuição da relação água/ligante;
- a retracção autogénea de betões de alta resistência contendo sílica de fumo é superior à de betões idênticos contendo outras adições minerais como as cinzas volantes.

3.1.6.3 Modelo de previsão da retracção segundo o REBAP

O Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) [253] apresenta um modelo onde a extensão devida à retracção do betão (ϵ_{cs}) pode ser determinada pela expressão:

$$\varepsilon_{cs}(t_1 - t_0) = \varepsilon_{cs0} \beta_s(t_1) - \beta_s(t_0) \quad (3.22)$$

com ε_{cs0} – valor de referência da retracção, dependente das condições higrométricas do ambiente, da consistência do betão fresco e da espessura fictícia do elemento;

$\beta_s(t_i)$ – valores particulares da função $\beta_s(t)$ que exprime a variação do valor da retracção com a idade do betão.

O valor de referência da retracção, ε_{cs0} é obtido pelo produto:

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_{cs1} \eta \quad (3.23)$$

onde ε_{cs1} – valor da extensão definido de acordo com o Quadro 3.1;

η – coeficiente definido no Quadro 3.2 em função da espessura fictícia do elemento h_0 [cm].

Quadro 3.1: Retracção do betão – Valores da extensão ε_{cs1} [253]

| Humidade relativa do ambiente | ε_{cs1} [10^6] | | |
|-------------------------------|--------------------------------|--------------------|--------------------|
| | Consistência alta | Consistência média | Consistência baixa |
| Imersão em água | +75 | +100 | +125 |
| Alta (90%) | -100 | -130 | -160 |
| Média (70%) | -240 | -320 | -400 |
| Baixa (40%) | -390 | -520 | -650 |

Quadro 3.2: Retracção do betão – Valores do coeficiente η [253]

| h_0 [cm] | ≤5 | 10 | 20 | 40 | 80 | ≥160 |
|------------|------|------|------|------|------|------|
| η | 1,20 | 1,05 | 0,90 | 0,80 | 0,75 | 0,70 |

A espessura fictícia do elemento (h_0) determina-se pela expressão:

$$h_0 = \lambda \frac{2A_c}{u} \quad (3.24)$$

onde A_c – área da secção transversal do elemento [cm^2];

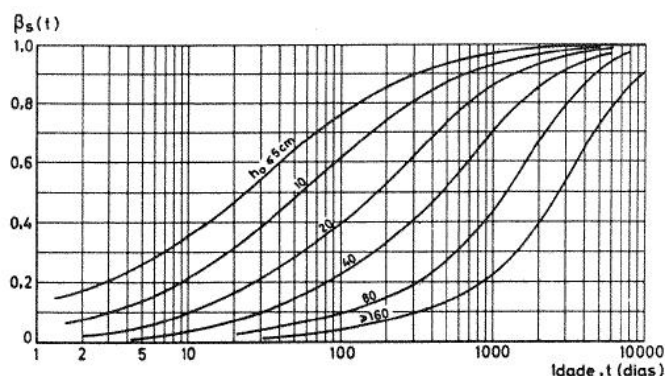
u – parte do perímetro da secção transversal do elemento em contacto com o ambiente [cm];

λ – coeficiente dependente das condições higrométricas do ambiente e que toma os valores indicados no Quadro 3.3.

A função $\beta_s(t)$ representa-se na Figura 3.7 para vários valores da espessura fictícia, h_0 .

Quadro 3.3: Retracção do betão – Valores do coeficiente λ [253]

| Condições higrométricas | Imersão em água | Humid. Relativa Alta (90%) | Humid. relativa média (70%) | Humid. relativa baixa (40%) |
|--------------------------------|-----------------|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| λ | 30 | 5 | 1,5 | 1,0 |

**Figura 3.7:** Representação gráfica da função $\beta_s(t)$ [253]

3.1.6.4 Modelo de previsão da retracção segundo o MC 90

O Código Modelo 90 do CEB/FIP [63] apresenta um modelo onde a extensão devida à retracção do betão (ε_{cs}) pode ser determinada pela expressão:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \beta_s(t - t_s) \quad (3.25)$$

com ε_{cs0} – coeficiente de retracção nominal;

$\beta_s(t)$ – função que descreve o desenvolvimento da extensão de retracção com o tempo.

O coeficiente de retracção nominal (ε_{cs0}) pode ser obtido pela expressão,

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \beta_{RH} \quad (3.26)$$

$$\text{com } \varepsilon_s(f_{cm}) = \left[160 + 10 \beta_{sc} \left(9 - f_{cm}/10 \right) \right] \times 10^{-6} \quad (3.27)$$

onde f_{cm} – resistência média à compressão do betão aos 28 dias de idade;

β_{sc} – coeficiente dependente do tipo de cimento, assumindo o valor: 4 para cimentos de endurecimento lento (S); 5 para cimentos de endurecimento normal (N); 8 para cimentos de endurecimento rápido (R);

β_{RH} – função dependente das condições higrométricas com a expressão:

$$\beta_{RH} = -1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (3.28)$$

RH – humidade relativa do ambiente [%];

A função que descreve o desenvolvimento da extensão de retracção com o tempo define-se pela expressão:

$$\beta_s(t-t_s) = \left[\frac{t-t_s}{350 \left(\frac{h_0}{100} \right)^2 + t-t_s} \right]^{0.5} \quad (3.29)$$

com
$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (3.30)$$

onde t – idade do betão [*dias*];

t_s – idade do betão no início da exposição às condições de secagem e retracção;

h_0 – dimensão nominal da secção em *mm*, definida por $h_0 = 2A_c / u$, onde A_c é a secção transversal da secção [mm^2] e u o perímetro da secção transversal exposta a secagem [*mm*].

3.1.6.5 Modelo de previsão da retracção segundo o Eurocódigo 2

O Eurocódigo 2 [68] define a extensão de retracção total (ε_{cs}) do betão como a soma da extensão de retracção de secagem (ε_{cd}) e da extensão de retracção autogénea (ε_{ca}), de acordo com a expressão:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.31)$$

Considera que a retracção de secagem se desenvolve de forma lenta e que é um fenómeno provocado pela migração de água no betão endurecido, sendo o seu valor final ($\varepsilon_{cd,\infty}$) definido pela equação:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \times \varepsilon_{cd,0} \quad (3.32)$$

onde k_h – valor dependente da dimensão nominal da secção (h_0) de acordo com os valores do Quadro 3.4;

$\varepsilon_{cd,0}$ – retracção básica de secagem ou retracção livre de secagem determinada pela equação (3.33);

h_0 – dimensão nominal da secção em *mm*, definida por $h_0 = 2A_c / u$, onde A_c é a

secção transversal da secção [mm^2] e u o perímetro da secção transversal exposta a secagem [mm].

Quadro 3.4: Valores de k_h para a expressão (3.32)

| h_o [mm] | 100 | 200 | 300 | ≥ 500 |
|----------------|------|------|------|------------|
| k_h | 1,00 | 0,85 | 0,75 | 0,75 |

A retracção básica de secagem ($\varepsilon_{cd,0}$) ou retracção livre de secagem determina-se pela expressão:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[220 + 110 \times \alpha_{ds1} \times e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{10} \right)} \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} \quad (3.33)$$

com

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (3.34)$$

onde f_{cm} – resistência à compressão média [MPa];

α_{ds1} e α_{ds2} – coeficientes dependentes do tipo de cimento de acordo com o Quadro 3.5;

RH – teor de humidade relativa ambiente [%].

Quadro 3.5: Coeficientes para cálculo da retracção básica de secagem em função do tipo de cimento [68]

| Tipo de Cimento | α_{ds1} | α_{ds2} |
|--|----------------|----------------|
| CEM 32,5 N (Classe S) | 3 | 0,13 |
| CEM 32,5 R e CEM 42,5 N (Classe N) | 4 | 0,12 |
| CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (Classe R) | 6 | 0,11 |

O desenvolvimento da retracção de secagem $\varepsilon_{cd}(t)$, com a idade t do betão, relativamente à idade t_s em que se iniciou a retracção de secagem, determina-se pela expressão:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} \quad (3.35)$$

com

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.36)$$

A retracção autógena desenvolve-se durante o endurecimento do betão, principalmente durante os primeiros dias após a betonagem. O EC 2 considera que a retracção autógena é uma função linear da resistência do betão e que a sua importância é significativa quando se betona betão fresco contra betão endurecido, devendo portanto ser tida em conta nestes casos.

A retracção autógena na idade t do betão determina-se pela expressão:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca,\infty} \quad (3.37)$$

com
$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 f_{ck} - 10 \times 10^{-6} \quad (3.38)$$

e
$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \times t^{0,5}} \quad (3.39)$$

3.1.7 Fluência

Na engenharia estrutural designa-se correntemente por fluência tanto o fenómeno da fluência propriamente dita como o fenómeno da relaxação do betão ou o efeito conjunto destes dois fenómenos [220]. Estes fenómenos, sendo formas de dissipação de energia de deformação em energia interna, encontram-se fisicamente interligados e são matematicamente idênticos, [97, 220]. Como tal é conveniente clarificar o conceito por detrás de cada um deles: designa-se por fluência, o aumento de extensões no tempo de um elemento de betão endurecido, submetido a um determinado estado de tensão constante [11, 61, 80, 97, 217, 220] e por relaxação, a variação de tensão no tempo de um elemento de betão endurecido, submetido a uma deformação constante [80, 97, 217, 220].

A fluência define-se, geralmente, de forma subtractiva, como a parcela resultante da diferença entre a extensão total de um provete, submetido a um determinado estado de tensão constante, e das parcelas correspondentes à extensão instantânea inicial, à extensão de retracção e de eventuais extensões térmicas, medidas em provetes idênticos, sem carregamento, sujeitos aos mesmos ciclos de condições de humidade relativa e temperatura [11, 61, 80, 185, 217].

Exprime-se, de forma adimensional, como uma extensão, para um determinado estado de tensão e condições ambientais de humidade relativa e temperatura [11, 185].

Esta definição de fluência considera a extensão instantânea inicial (geralmente designada de extensão elástica), a extensão de fluência e a extensão de retracção como parcelas independentes de uma deformação global, apesar de haver interacção entre elas e de se afectarem mutuamente [11, 61, 171, 220]. Uma alteração instantânea do estado de tensão introduz alterações instantâneas elásticas e permanentes, bem como fluência de curta duração (duração de 10 a 100 minutos) que se incluem convencionalmente na denominada extensão instantânea [11, 61]. A controvérsia gerada normalmente em torno das diferentes abordagens da fluência prende-se com o facto de não existir uma separação clara da extensão instantânea (elástica e permanente) e da extensão de fluência [11, 61, 97, 217].

A fluência atrás definida é, habitualmente, decomposta em duas parcelas [11, 61, 80, 97]:

- fluência básica, observada em provetes selados, sem qualquer transferência de humidade entre estes e o ambiente exterior;
- fluência de secagem, correspondente ao aumento de fluência originado pela secagem da água existente nos interstícios do betão.

Ao longo do tempo foram surgindo um conjunto de teorias destinadas a explicar os mecanismos de fluência do betão [97, 220]: a teoria do escoamento, a teoria plástica, a teoria da deformação mecânica, a teoria viscosa, a teoria dos efeitos elásticos diferidos, a teoria da solução sólida ou a teoria da contribuição da microfendilhação, entre outras. Como nenhum destes mecanismos permitia por si só explicar todos os fenómenos observados, posteriormente foram surgindo teorias associando mais do que um mecanismos como a de Freudenthal e Roll, a da energia de activação, a de Kesler, a de Cilosani, a de Powers, a de Ruetz, a de Ishai, a de Feldman e Sereda, a de Gosh, a teoria da solidificação, a teoria da solidificação com relaxação da microtensão, citando apenas as mais importantes por ilustrarem diferentes escolas de pensamento [97].

Associado ao estudo do fenómeno foram surgindo diferentes modelos para previsão do comportamento em fluência do betão. Os modelos mais antigos são de natureza empírica, baseando-se no estabelecimento de equações ajustadas numericamente aos resultados experimentais. Os modelos mais recentes baseiam-se numa perspectiva fenomenológica e mesmo molecular, analisando o comportamento do betão por meio de modelos físicos. De entre os primeiros (empíricos), destacam-se, entre outros, os modelos de Aroutiouniam e de Lyse. Nos segundos (fenomenológicos), destacam-se os modelos de Counto (1967), de Popovics (1987), da teoria da solidificação (Bazant e Prasannan – 1989), de Granger e Bazant (1995) e da teoria da solidificação com relaxação da microtensão (Bazant e Prasannan – 1997) [97].

A ênfase neste trabalho é o comportamento em fluência dos betões de alta resistência do ponto de vista do engenheiro de estruturas. Assim nos pontos seguintes apresentam-se as principais diferenças observadas nos ensaios experimentais de fluência em betões de alta resistência (§3.1.7.1) e os modelos de previsão das deformações de fluência preconizados por três documentos normativos do betão estrutural (REBAP – §3.1.7.2, MC 90 – §3.1.7.3 e EC 2 – §3.1.7.4) e ainda por um modelo empírico proposto [36] especificamente para os betões de alta resistência (§3.1.7.5).

3.1.7.1 Fluência de betões de alta resistência

A fluência reduz-se com o aumento da resistência à compressão do betão [12, 36, 80, 97, 129, 217]. Este facto está presente nos modelos de previsão da fluência existentes em códigos e documentos normativos como o EC 2 [68], MC 90 [63], REBAP [253] ou ACI 209R-92 [11]. Portanto, é expectável que a fluência observada em betões de alta resistência seja inferior à observada em betões de resistência normal [207]. Deste aspecto decorre uma vantagem importante dos betões de alta resistência que é o facto de poderem ser solicitados a níveis de tensão superior, obtendo-se deformações por fluência idênticas às obtidas em betões convencionais com níveis de solicitação inferiores [207].

Como os betões de alta resistência desenvolvem resistências elevadas em idades muito jovens, assume particular relevância a possibilidade de os solicitar a essas idades. Nesta perspectiva, o comportamento de fluência em idades jovens é um assunto que tem vindo a merecer a atenção de alguns investigadores, surgindo estudos destinados a caracterizar este fenómeno.

A Divisão de Materiais e Estruturas para Obras-de-Arte do LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – Paris*) e a Divisão Científica do Grupo Bouygues, realizaram um vasto estudo experimental de caracterização do comportamento diferido de betões de alta resistência carregados em idades jovens e muito jovens [36]. Foram realizados ensaios de comportamento diferido de betões “industriais”, de resistência à compressão compreendida entre 65 e 95 MPa, fabricados e aplicados pelo Grupo Bouygues em diversas obras, para carregamentos aplicados com 1, 3, 7, 14 e 28 dias de idade dos provetes. Observou-se uma redução da fluência básica com a diminuição da relação água/ligante e uma redução da fluência de secagem muito significativa com o aumento da resistência do betão. Os resultados mostraram também que a cinética de desenvolvimento das deformações de fluência era muito superior à observada nos betões correntes. Deste estudo, resultou a proposta de um modelo de previsão das deformações de fluência para betões de alta resistência carregados em idades muito jovens, que se apresenta no §3.1.7.5.

Khan *et al.* [164], num estudo de comparação do comportamento diferido de betões de resistência normal (30 MPa), média (70 MPa) e alta (100 MPa), observaram que a fluência diminuía com o aumento da resistência à compressão na idade do carregamento, para todos os tipos de betão. Os resultados obtidos mostraram a maior sensibilidade dos betões de alta resistência quanto à idade do carregamento do que dos betões de resistência normal e média. Para carregamentos em idades muito jovens (inferiores a 24 horas) estes betões registaram um aumento muito significativo da fluência. Este facto foi atribuído a um efeito de retardamento da hidratação provocado pelo

superplastificante utilizado.

Jianyong e Yan [152], num estudo realizado em betões de idêntica resistência à compressão (cerca de 100 MPa) e igual dosagem de ligante, concluíram que a utilização de adições minerais com efeitos pozolânicos, como as escórias de alto forno e a sílica de fumo, contribuía para a redução significativa da fluência. Observaram também que esta redução era mais acentuada no betão que incorporava sílica de fumo. Atribuíram este comportamento ao aumento significativo da quantidade de silicatos hidratados de cálcio (C-S-H) e da densidade do betão, resultante da utilização das adições minerais.

A adequação dos modelos de previsão da fluência existentes nos códigos de dimensionamento e documentos normativos também foi alvo de análise em alguns estudos.

Khan *et al.* [164], compararam os valores experimentais de fluência com os valores estimados pelo modelo de previsão preconizado no MC 90 [63]. Observaram que, quanto maior a resistência do betão, mais inadequado se mostrava este modelo à previsão do comportamento em fluência de betões carregados em idades muito jovens.

3.1.7.2 Modelo de previsão da fluência segundo o REBAP

O Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) [253] apresenta um modelo de quantificação da fluência para efeitos de dimensionamento de estruturas, admitindo condições termo-higrométricas ambientes sensivelmente constantes no tempo e tensões de compressão aplicadas ao betão até 40% do valor característico da tensão de rotura na idade do carregamento.

Neste modelo admite-se a existência de proporcionalidade entre as tensões aplicadas e as extensões devidas à fluência.

A extensão de fluência (ε_{cc}) que se verifica à idade t para uma tensão constante aplicada desde a idade t_0 do betão pode determinar-se pela expressão:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \sigma_{c, t_0} \frac{\varphi_c(t, t_0)}{E_{c, 28}} \quad (3.40)$$

onde σ_{c, t_0} – tensão constante aplicada na idade t_0 ;

$\varphi_c(t, t_0)$ – coeficiente de fluência na idade t correspondente à aplicação da tensão inicial na idade t_0 ;

$E_{c,28}$ – módulo de elasticidade inicial do betão aos 28 dias de idade.

O coeficiente de fluência $\varphi_c(t, t_0)$ pode ser determinado pela expressão:

$$\varphi_c(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \varphi_d \beta_d(t - t_0) + \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] \quad (3.41)$$

onde o primeiro termo traduz o efeito da deformação que se processa nos primeiros dias após aplicação da carga (parcialmente recuperável) e o segundo e terceiro termos se referem, respectivamente, às deformações elástica diferida e plástica diferida, que se processam lentamente ao longo do tempo.

Os parâmetros envolvidos na equação (3.41) têm o seguinte significado:

φ_d – coeficiente de elasticidade diferida, podendo em geral ser tomado com o valor de 0,4;

φ_f – coeficiente de plasticidade diferida, dependente da humidade relativa do ambiente e da espessura fictícia do elemento.

A função $\beta_a(t_0)$ quantifica-se a partir dos valores da tensão de rotura por compressão do betão na idade de carregamento e a tempo infinito, pela expressão:

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \left(1 - \frac{f_{c,t_0}}{f_{c,t_\infty}} \right) \quad (3.42)$$

onde f_{c,t_0} – tensão de rotura por compressão do betão na idade de carregamento;

f_{c,t_∞} – tensão de rotura por compressão do betão a tempo infinito.

A função $\beta_d(t - t_0)$ é representada na Figura 3.8.

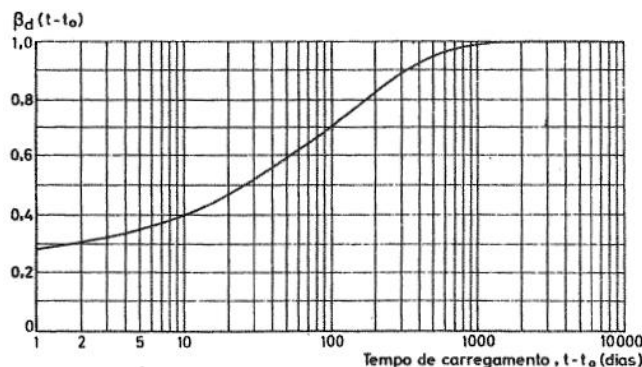


Figura 3.8: Representação gráfica da função $\beta_d(t-t_0)$ [253]

O coeficiente de plasticidade diferida (φ_f), determina-se por:

$$\varphi_f = \varphi_{f_1} \varphi_{f_2} \quad (3.43)$$

Os valores de φ_{f_1} e φ_{f_2} podem obter-se do Quadro 3.6 e Quadro 3.7, respectivamente.

Quadro 3.6: Fluência do betão – Valores do coeficiente φ_{f_1} [253]

| Humidade relativa do ambiente | φ_{f_1} |
|-------------------------------|-----------------|
| Imersão em água | 0,8 |
| Alta (90%) | 1,9 |
| Média (70%) | 2,0 |
| Baixa (40%) | 3,0 |

Quadro 3.7: Fluência do betão – Valores do coeficiente φ_{f_2} [253]

| Espessura fictícia, h_0 [cm] | ≤ 5 | 10 | 20 | 40 | 80 | ≥ 160 |
|--------------------------------|----------|------|------|------|------|------------|
| φ_{f_2} | 1,85 | 1,70 | 1,55 | 1,40 | 1,25 | 1,12 |

A função $\beta_f(t)$ representa-se na Figura 3.9 para vários valores da espessura fictícia, h_0 .

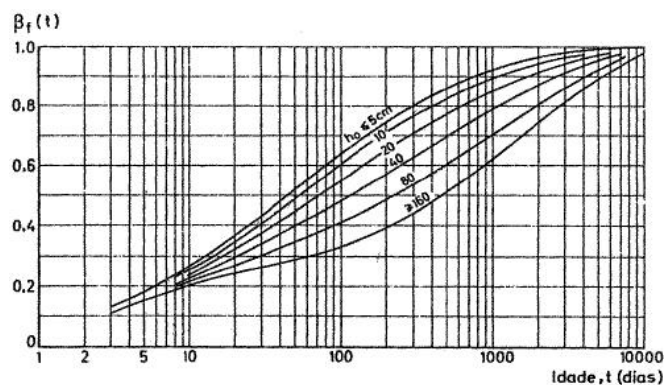


Figura 3.9: Representação gráfica da função $\beta_f(t)$ [253]

3.1.7.3 Modelo de previsão da fluência segundo o MC 90

O Código Modelo 90 do CEB/FIP [63] preconiza um modelo de previsão da fluência de betões estruturais, com resistência característica compreendida entre 12 MPa e 80 MPa, válido para elementos expostos a um ambiente com humidade relativa média compreendida entre 40 % e 100% e temperatura desde 5 °C a 30°C.

A extensão de fluência do betão $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ esperada no tempo t para uma tensão da compressão constante σ_c aplicada na idade t_0 é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_c}{E_{c,28}} \quad (3.44)$$

onde σ_c – tensão constante aplicada na idade t_0 ;

$\varphi(t, t_0)$ – coeficiente de fluência na idade t correspondente à aplicação da tensão inicial na idade t_0 ;

$E_{c,28}$ – módulo de elasticidade inicial do betão aos 28 dias de idade.

Para $\sigma_c < 0,4f_{cm}(t_0)$ assume-se que a fluência apresenta uma relação linear com o nível de tensão aplicada. Quando a tensão aplicada na idade t_0 se encontrar no intervalo $0,4f_{cm}(t_0) < \sigma_c < 0,6f_{cm}(t_0)$ o coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ deve ser substituído pelo coeficiente de fluência não linear definido por:

$$\varphi_k(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \times e^{1,5 \left(\frac{\sigma_c}{f_{cm}(t_0)} - 0,40 \right)} \quad (3.45)$$

O coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ pode ser determinado por,

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) \quad (3.46)$$

onde φ_0 é o coeficiente nominal de fluência que se pode estimar por,

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta_0 \quad (3.47)$$

com

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,46 \sqrt[3]{h/100}} \quad (3.48)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5,3}{\sqrt{f_{cm}/10}} \quad (3.49)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} \quad (3.50)$$

onde h é a espessura nominal do elemento em mm , definido por:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (3.51)$$

A_c área da secção transversal do elemento [mm^2];

u perímetro da secção transversal do elemento em contacto com o ambiente [mm];

e onde $\beta_c(t, t_0)$ é o coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência no tempo e que se pode estimar por:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (3.52)$$

com

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + 0,012RH^{18} \right] h_0 + 250 \leq 1500 \quad (3.53)$$

A influência do tipo de cimento no coeficiente de fluência do betão pode ser considerada modificando a idade de carregamento t_0 na expressão (3.50) pelo valor definido por,

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (3.54)$$

com α assumindo o valor -1 para cimentos de endurecimento lento, o valor 0 para cimentos de endurecimento normal ou rápido e o valor 1 para cimentos de endurecimento muito rápido.

Quando a temperatura se desvie substancialmente do valor médio de $20^\circ C$ e desde que se encontre no intervalo compreendido entre $0^\circ C$ a $80^\circ C$, este código propõe que se considere o efeito da temperatura na maturidade do betão, ajustando a idade de carregamento do betão ($t_{0,T}$) na equação (3.54) através da expressão:

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n e^{\left(\frac{13,65 - \frac{4000}{273+T(\Delta t_i)}}{\Delta t_i} \right)} \Delta t_i \quad (3.55)$$

onde $T(\Delta t_i)$ – temperatura, em $^\circ C$, durante o intervalo de tempo Δt_i ;

Δt_i – número de dias em que a temperatura T prevalece.

Se o desvio da temperatura média se observa após o carregamento, o seu efeito na fluência do betão deve ser tido em conta, introduzindo nas expressões (3.53), (3.48) e (3.46), respectivamente, as correcções dadas pelas expressões:

$$\beta_{H,T} = \beta_H \beta_T \quad (3.56)$$

$$\varphi_{RH,T} = \varphi_T + \varphi_{RH} - 1 \varphi_T^{1,2} \quad (3.57)$$

$$\varphi(t, t_0, T) = \varphi_0 \beta_c (t - t_0) + \Delta\varphi_{T,trans} \quad (3.58)$$

com

$$\beta_T = e^{\left[\frac{1500}{273+T} - 5,12 \right]} \quad (3.59)$$

$$\varphi_T = e^{\left[0,015 T - 20 \right]} \quad (3.60)$$

$$\Delta\varphi_{T,trans} = 0,0004 T - 20^2 \quad (3.61)$$

3.1.7.4 Modelo de previsão da fluência segundo o Eurocódigo 2

O Eurocódigo 2 [68] apresenta um modelo de previsão das deformações de fluência muito semelhante ao preconizado pelo MC 90 [63], introduzindo apenas os coeficientes α_1 , α_2 e α_3 , destinados a considerar a influência da resistência do betão.

Este modelo não apresenta qualquer limitação à resistência característica do betão, ao contrário do modelo do MC 90 [63], apresentado em §3.1.7.3.

A extensão de fluência do betão $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ esperada no tempo t para uma tensão da compressão constante σ_c aplicada na idade t_0 é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_c}{E_{c,28}} \quad (3.62)$$

onde σ_c – tensão constante aplicada na idade t_0 ;

$\varphi(t, t_0)$ – coeficiente de fluência na idade t correspondente à aplicação da tensão inicial na idade t_0 ;

$E_{c,28}$ – módulo de elasticidade inicial do betão aos 28 dias de idade.

Quando a tensão aplicada na idade t_0 ultrapassar o valor de $0,45 f_{ck}(t_0)$ o coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ deve ser substituído pelo coeficiente de fluência não linear definido por:

$$\varphi_k(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \times e^{1,5 \left(\frac{\sigma_c}{f_{cm}(t_0)} - 0,45 \right)} \quad (3.63)$$

O coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ pode ser determinado por,

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) \quad (3.64)$$

onde φ_0 é o coeficiente nominal de fluência que se pode estimar por,

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta_0 \quad (3.65)$$

com

φ_{RH} factor que traduz a influência da humidade relativa ambiental (RH [%]) no coeficiente nominal de fluência, definido por:

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \leftarrow f_{cm} \leq 35MPa \\ \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0,1\sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 \leftarrow f_{cm} > 35MPa \end{cases} \quad (3.66)$$

$\beta(f_{cm})$ factor que traduz a influência da resistência do betão no coeficiente nominal de fluência, definido por:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.67)$$

$\beta(t_0)$ factor que traduz a influência da resistência do betão na idade de carregamento (t_0) no coeficiente nominal de fluência, definido por:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} \quad (3.68)$$

h_0 espessura nominal do elemento em *mm*, definida por:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (3.69)$$

A_c área da secção transversal do elemento;

u perímetro da secção transversal do elemento em contacto com o ambiente;

e onde $\beta_c(t, t_0)$ é o coeficiente que descreve o desenvolvimento da fluência no tempo e que se pode estimar por:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (3.70)$$

com

β_H coeficiente dependente da humidade relativa (RH) e da espessura nominal do elemento (h_0), definido por:

$$\beta_H = \begin{cases} 1,5 \left[1 + 0,012RH^{18} \right] h_0 + 250 \leq 1500 \Leftarrow f_{cm} \leq 35MPa \\ 1,5 \left[1 + 0,012RH^{18} \right] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \Leftarrow f_{cm} > 35MPa \end{cases} \quad (3.71)$$

Os coeficientes α_1 , α_2 e α_3 , destinados a considerar a influência da resistência do betão definem-se por:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (3.72)$$

A influência do tipo de cimento no coeficiente de fluência do betão pode ser considerada modificando a idade de carregamento t_0 na expressão (3.68) pelo valor definido por:

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (3.73)$$

com α assumindo o valor -1 para cimentos da classe S, o valor 0 para cimentos da classe N e o valor 1 para cimentos da classe R. O efeito da temperatura no desenvolvimento da resistência à compressão do betão na idade do carregamento ($t_{0,T}$) pode ser considerado de acordo com a expressão:

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65 \right)} \Delta t_i \quad (3.74)$$

onde $T(\Delta t_i)$ – temperatura, em $^{\circ}C$, durante o intervalo de tempo Δt_i

Δt_i – número de dias em que a temperatura T prevalece.

3.1.7.5 Modelo de previsão da fluência Bouygues-LCPC

O modelo, desenvolvido na sequência do estudo [36] realizado pela Divisão de Materiais e Estruturas para Obras-de-arte do LCPC e a Divisão Científica do Grupo Bouygues, foi concebido para prever a deformação de fluência de betões de alta resistência, mesmo quando carregados em idades muito jovens.

A deformação de fluência ao fim de um tempo t para um carregamento na idade t_0 quantifica-se a

partir de:

$$\varepsilon_{cc}(t) = \alpha(t_0) \times f(t - t_0, \beta) \quad (3.75)$$

A "lei da cinética de fluência" $f(t - t_0, \beta)$ define-se pela expressão:

$$f(t - t_0, \beta) = \frac{e^{-\left(\sqrt[p]{\frac{\beta}{t - t_0 + \tau}}\right)} - e^{-1-p}}{1 - e^{-1-p}} \quad (3.76)$$

onde β – parâmetro definido como uma escala do tempo t ;

τ – parâmetro definido como uma translação no tempo t , em geral muito pequena, que permite agir sobre a origem, cujo papel é mais importante para os instantes t compreendidos entre 0 e 2 dias;

p – parâmetro caracterizador da evolução da lei a longo prazo (p.e., tomando para β o valor 1, a lei assume o valor 0,95 ao fim de 19 dias para $p=1$; ao fim de 1 ano para $p=2$; ao fim de 20 anos para $p=3$; e ao fim de 4 séculos para $p=4$).

Estes parâmetros relacionam-se entre si através da expressão:

$$\beta = \tau \times p + 1^p \quad (3.77)$$

O parâmetro $\alpha(t_0)$ define-se como o valor assintótico da fluência, podendo obter-se a partir de:

$$\alpha(t_0) = Kfl(t_0) \frac{\sigma_c}{E_{c,28}} \quad (3.78)$$

onde σ_c – tensão aplicada no instante t_0 ;

$E_{c,28}$ – módulo de elasticidade do betão aos 28 dias de idade;

$Kfl(t_0)$ – coeficiente dependente da idade de carregamento.

Os parâmetros caracterizadores deste modelo de previsão de fluência podem determinar-se para um dado betão a partir dos resultados de dois ensaios em idades diferentes de carregamento.

Fixando o valor de p (p.e. $p=2$), a partir de resultados experimentais determinam-se os valores de τ e $Kfl(t_0)$, sendo possível a definição da lei de fluência para um determinado betão.

3.2 Ensaio de caracterização das propriedades mecânicas

Tendo por objectivo caracterizar o betão de alta resistência desenvolvido, realizou-se um conjunto de ensaios para avaliar algumas das suas propriedades mecânicas, sua evolução no tempo, procura de correlações entre elas, comparação com os modelos existentes para os betões tradicionais e com os modelos apresentados pelos códigos de dimensionamento estrutural.

A caracterização mecânica do betão de alta resistência foi realizada em três fases distintas no tempo:

- uma primeira, executando duas amassaduras laboratoriais para obtenção de duas séries de provetes destinados à caracterização, no tempo, da resistência à compressão, módulo de elasticidade, retracção e fluência;
- uma segunda, executando duas amassaduras laboratoriais para obtenção de duas séries de provetes destinados à definição de correlações com ensaios *in situ* não-destrutivos;
- uma terceira, a partir da produção em fábrica dos elementos estruturais, realizando quatro séries de provetes para caracterização do betão produzido, retirados das doze amassaduras realizadas para a fabricação das quatro vigas de grande vão.

Os resultados da primeira e terceira fase apresentam-se neste parágrafo (§3.2) e os resultados da segunda fase apresentam-se no §3.3.

3.2.1 Metodologia dos ensaios de caracterização mecânica

As propriedades mecânicas dos betões são, geralmente, dependentes das metodologias adoptadas para a sua determinação. De modo a poder comparar os resultados obtidos, procurou-se, sempre que possível, adoptar os procedimentos regulamentares ou normalizados.

Neste contexto, apresenta-se a descrição da metodologia utilizada na avaliação de algumas propriedades mecânicas.

3.2.1.1 Normas e procedimento

A avaliação da resistência à compressão do betão foi realizada através de ensaios definidos nas normas NP EN 12390-1:2003 [141], NP EN 12390-2:2003 [142] e NP EN 12390-3:2003 [143].

A determinação experimental do módulo de elasticidade, da retracção e da fluência foi realizada de acordo com a metodologia proposta pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (especificações LNEC E 397:1993 [183], LNEC E 398:1993 [184] e LNEC E 399:1993 [185]). Esta metodologia pressupõe a determinação conjunta das três grandezas em função da sua relação.

Os provetes devem ter as mesmas dimensões em todos os ensaios, podendo utilizar-se provetes cilíndricos de altura igual a 4 ou 5 vezes o seu diâmetro ou provetes prismáticos de secção quadrada e altura igual a 4 ou 5 vezes a largura. A dimensão dos provetes deverá ser superior a quatro vezes a dimensão máxima dos agregados (D_{max}) com um mínimo de 100 mm.

Os provetes e os ensaios devem ser realizados em ambiente controlado, com $50 \pm 5\%$ de humidade relativa e temperatura de 20 ± 2 °C, após desmoldagem dos mesmos ao fim de 24 h.

Os instrumentos de medida das deformações devem permitir a avaliação das extensões com precisão não inferior a 5×10^{-6} . As deformações devem ser determinadas entre dois pontos de medida distantes de 2 a 3 vezes a dimensão transversal dos provetes e afastados, pelo menos da dimensão transversal, relativamente à secção extrema dos mesmos. Os pontos de medida devem ser colocados com muita precisão e localizar-se sobre os eixos maiores das faces laterais do prisma em faces opostas, ou sobre a geratriz no caso de provetes cilíndricos.

3.2.1.1.1 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é avaliado pelo quociente entre a variação de tensão e de extensão correspondentes a dois patamares do diagrama tensão-extensão do material: um inferior para um valor de tensão de $\sigma_b = 1$ MPa e um superior correspondente a um terço da tensão de rotura em compressão, $\sigma_a = 0,3 \times f_{cm}$. O valor do módulo de elasticidade é o valor médio desse quociente, pelo menos em 5 ciclos consecutivos de carregamento, onde a variação de extensões entre ciclos seja inferior a 1×10^{-5} .

O equipamento de aplicação da carga deve ser capaz de realizar ciclos de carga e descarga a velocidade constante ($0,5 \pm 0,1$ MPa/s) e ainda manter a carga nos patamares referidos durante um intervalo de tempo determinado (60 s), com precisão não inferior a 1%.

A centragem do provete deve ser cuidadosa de modo a que as diferenças de extensão nas várias bases de medida sejam inferiores a 10%.

As leituras efectuam-se nos últimos 30 dos 60 segundos de estabilização da carga em qualquer um dos patamares.

Cada determinação do módulo de elasticidade pressupõe a avaliação prévia da resistência à compressão do betão. O módulo de elasticidade no n ésimo ciclo de carga ou descarga avalia-se pela seguinte expressão:

$$E_{c,n} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_a - \sigma_b}{\varepsilon_{a,n} - \varepsilon_{b,n}} \times 10^{-3} \quad (3.79)$$

- com $E_{c,n}$ – módulo de elasticidade secante no n ésimo ciclo, em *GPa*;
- σ_a – tensão aplicada correspondente ao patamar superior, em *MPa*;
- σ_b – tensão aplicada correspondente ao patamar inferior, em *MPa*;
- $\varepsilon_{a,n}$ – extensão para a tensão σ_a medida no n ésimo ciclo;
- $\varepsilon_{b,n}$ – extensão para a tensão σ_b medida no n ésimo ciclo.

3.2.1.1.2 Retracção

O ensaio de retracção consiste na determinação da deformação com o tempo de um provete de betão, sem aplicação de qualquer carga, sendo o valor da extensão de retracção obtida pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \frac{L_i - L_f(t)}{L_i} \quad (3.80)$$

- com $\varepsilon_{cs}(t)$ – extensão de retracção na idade t ;
- L_i – distância entre os pontos de medição no início do ensaio, em *mm*;
- $L_f(t)$ – distância entre os pontos de medição na idade t , em *mm*.

3.2.1.1.3 Fluência

O ensaio de fluência consiste na determinação da deformação ao longo do tempo de um provete de betão para carga constante. A carga de ensaio deve ser a correspondente a um terço da tensão de rotura em compressão, $0,3 \times f_{cm}$.

O equipamento de aplicação da carga deve ser capaz de aplicar a carga num intervalo de tempo suficiente curto (inferior a 10 minutos) e de a manter com um precisão não inferior a 3%.

A extensão de fluência para um instante t determina-se pela expressão:

$$\varepsilon_{cc}(t) = \varepsilon_{ct}(t) - \varepsilon_{cs}(t) - \varepsilon_{el} \quad (3.81)$$

com $\varepsilon_{ct}(t)$ – extensão total do provete no instante t ;

$\varepsilon_{cs}(t)$ – extensão de retracção no instante t ; e

ε_{el} – extensão elástica no instante t , determinada pela expressão $\varepsilon_{el} = \sigma_{cc} / E_{c,t_0}$, onde σ_{cc} é a tensão aplicada no ensaio de fluência e E_{c,t_0} o módulo de elasticidade na idade de carregamento t_0 .

O coeficiente de fluência, para o instante t , determina-se pela expressão:

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cc}(t) - \varepsilon_{cc}(t_0)}{\sigma_{cc}} \quad (3.82)$$

com $\varphi(t, t_0)$ – coeficiente de fluência entre o instante t e t_0 para um carregamento na idade t_0 ;

E_{cm} – módulo de elasticidade tangente aos 28 dias;

σ_{cc} – tensão aplicada no ensaio de fluência.

3.2.1.2 Forma e geometria dos provetes

Para a avaliação da resistência à compressão adoptaram-se provetes cúbicos de 150 mm de aresta, de acordo com a norma NP EN 12390-1 [141], obtidos a partir de moldes em ferro fundido, devidamente rectificadados e calibrados (Figura 3.10).

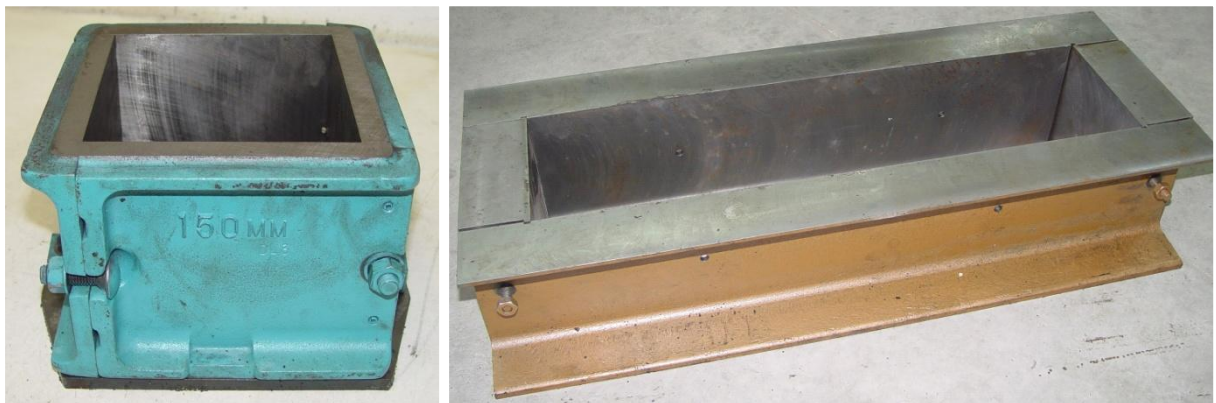


Figura 3.10: Moldes utilizados nos ensaios de caracterização mecânica

Para a determinação do módulo de elasticidade, retracção e fluência, adoptaram-se provetes prismáticos de dimensões 150x150x600 mm³ de acordo com o indicado nas especificações LNEC E 397 [183], LNEC E 398 [184] e LNEC E 399 [185]. Os moldes dos provetes prismáticos (Figura 3.10) foram adaptados ao sistema de medição das deformações, através da abertura de dois orifícios transversais de 8 mm de diâmetro afastados entre si 300 mm, realizados em equipamento

a avaliação das extensões para uma distância entre pontos de medida de 300 *mm* com uma precisão de $3,33 \times 10^{-6}$.

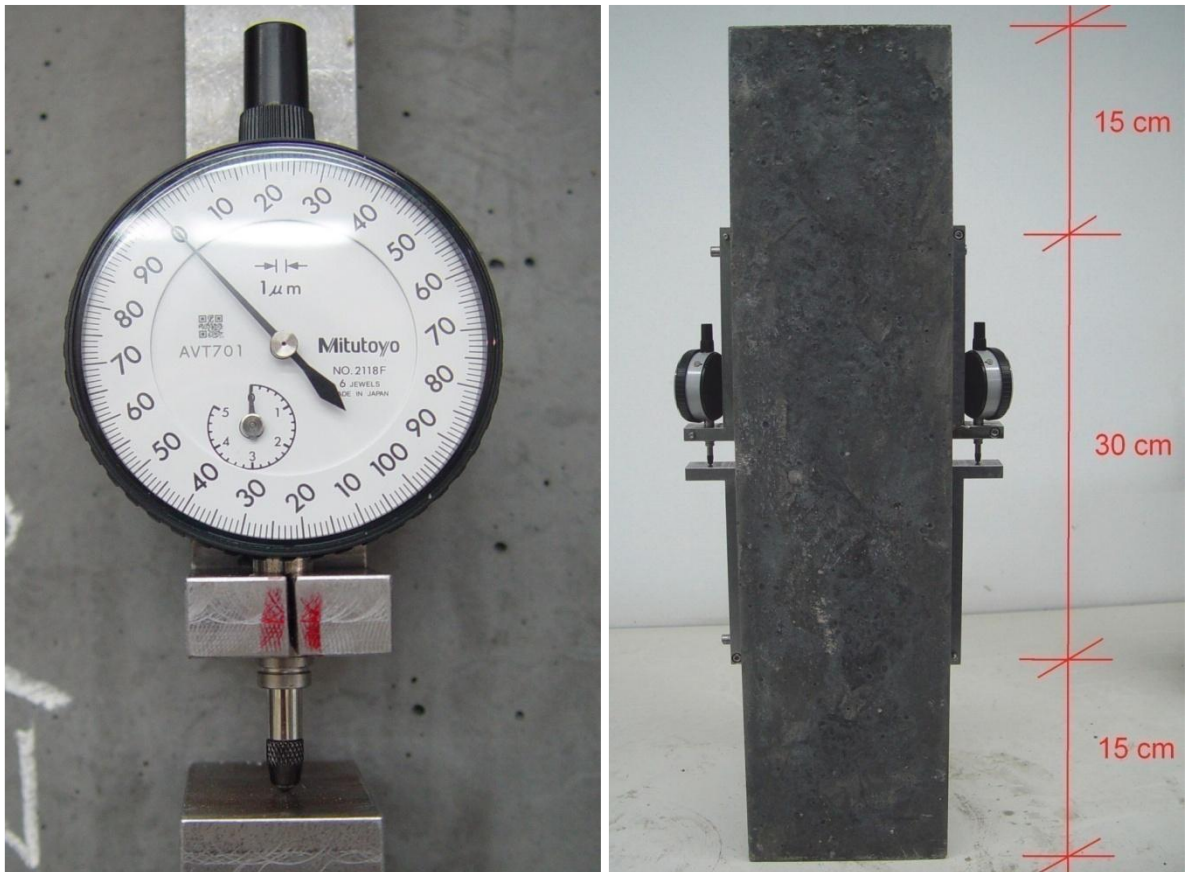


Figura 3.12: Sistema de medição de deformações em provetes prismáticos

3.2.1.4 Equipamento

Na determinação da tensão de rotura à compressão e do módulo de elasticidade foi utilizada uma prensa hidráulica AMSLER 500 TNF, com um sistema de aquisição e controlo Servosis, comandado por *software* da mesma marca, em controlo de força (Figura 3.13).

No ensaio de fluência foi utilizada uma prensa hidráulica concebida e fabricada pelo LNEC, adequada a ensaios em que, devido à sua duração, o equipamento permanece imobilizado durante muito tempo. A tensão no provete obtém-se pela expansão de uma almofada circular, colocada entre dois pratos quadrados, com 300 *mm* de lado, sendo o conjunto denominado de macaco plano. Este macaco é actuado por um sistema de carga, formado por um reservatório gás/óleo (esquema da Figura 3.14). O óleo hidráulico que preenche a totalidade do volume do macaco e condutas até ao reservatório é comprimido por azoto pressurizado no reservatório, provocando desse modo a expansão da almofada do macaco.



Figura 3.13: Conjunto associado à prensa AMSLER 500 TNF e provete para determinação do módulo de elasticidade

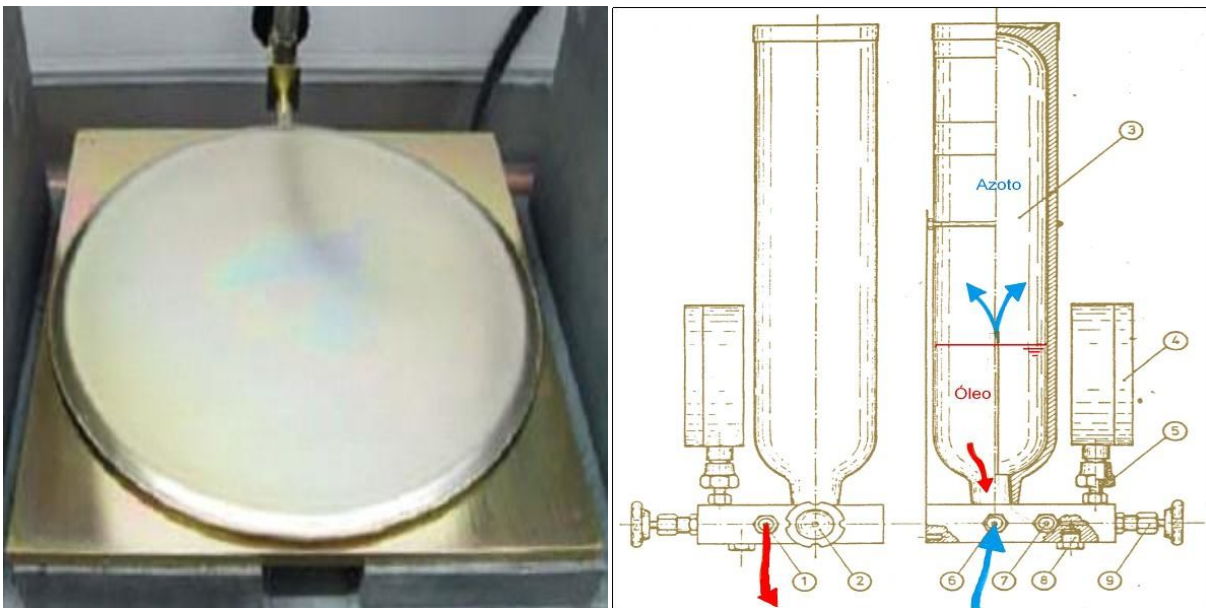


Figura 3.14: Almofoada do macaco e esquema do sistema de carga para fluência

Este sistema é particularmente adequado ao ensaio de fluência, graças à capacidade de adaptação do macaco às deformações do provete, mantendo constante a tensão aplicada, pela expansão do azoto no reservatório, reduzindo desse modo a necessidade de correcção durante o período de duração dos ensaios.



Figura 3.15: Máquinas de fluência com os provetes montados

3.2.1.5 Amostragem

Na primeira fase dos ensaios foram realizadas duas séries laboratoriais, com a designação genérica *Lab1* e *Lab2*. De cada uma destas séries realizaram-se 34 provetes cúbicos de 15 *cm* de aresta e 4 provetes prismáticos de dimensão 15×15×60 *cm*³, nas condições previstas pelas normas NP EN 12390-1:2003 [141] e NP EN 12390-2:2003 [142].

Os provetes cúbicos destinaram-se à determinação da resistência à compressão e os provetes prismáticos destinaram-se à determinação do módulo de elasticidade, da retracção e da deformação por fluência. A amostra de caracterização do betão produzido em laboratório foi constituída por um total de 68 provetes cúbicos e 8 provetes prismáticos.

Na fase de fabricação das vigas realizaram-se quatro séries, uma por cada elemento estrutural, com a designação genérica de *Viga 1*, *Viga 2*, *Viga 3* e *Viga 4*. Cada série compreendeu provetes das três amassaduras necessárias à execução de cada viga.

De cada série moldaram-se 12 provetes cúbicos de 15 *cm* de aresta e 3 provetes prismáticos de dimensão 15×15×60 *cm*³, de acordo com a NP EN 12390-1:2003 [141]. As condições de compactação e cura destes provetes foram as mesmas dos elementos estruturais produzidos.

A amostra de caracterização do betão produzido em fábrica foi constituída por um total de 48 provetes cúbicos e 12 provetes prismáticos.

3.2.1.6 Calendarização dos ensaios

A avaliação da resistência à compressão das séries laboratoriais (*Lab1* e *Lab2*) foi realizada aos 1, 3, 7, 14, 21, 28, 42, 56, 70, 84, 98, 112, 140, 168, 224, 280 e 364 dias de idade do betão, sendo ensaiados à rotura dois provetes de cada série.

A avaliação da resistência à compressão do betão produzido em fábrica (*Viga 1* a *Viga 4*) foi realizada: no dia de transferência do pré-esforço, aos 12, 10 e 5 dias de idade do betão, respectivamente para as séries correspondentes às vigas 1, 2 e vigas 3 e 4; aos 28 dias de idade, para todas as séries; e nos dias de realização dos ensaios dos elementos estruturais, para cada uma das séries. Em qualquer uma das determinações da resistência à compressão foram ensaiados à rotura três provetes por série, um de cada amassadura dessa série.

A determinação do módulo de elasticidade das séries laboratoriais (*Lab1* e *Lab2*) foi realizada aos 1, 3, 7, 14, 21, 28, 42, 56, 70, 84, 98, 112, 140, 168, 224, 280 e 364 dias de idade do betão, sendo ensaiados quatro provetes.

A determinação do módulo de elasticidade do betão produzido em fábrica (*Viga 3* e *Viga 4*) foi realizada aos 7, 28 e 106 dias de idade do betão tendo sido ensaiado quatro provetes.

Na determinação da retracção e fluência das séries laboratoriais (*Lab1* e *Lab2*), foram instrumentados quatro provetes.

Na determinação da retracção e fluência do betão produzido em fábrica (*Viga 3* e *Viga 4*) foram instrumentados quatro provetes, dois por cada viga.

3.2.2 Resultados e discussão

3.2.2.1 Resistência à compressão

No Gráfico 3.2 representam-se os resultados ao longo do tempo, dos ensaios de resistência à compressão do betão produzido em laboratório, sendo os valores indicados para $f_{cm, Lab1}$ e $f_{cm, Lab2}$ o valor médio obtido a cada idade do ensaio de dois provetes, para as séries laboratoriais 1 e 2, respectivamente.

Ao valor médio da tensão de rotura à compressão para cada idade ajustou-se por regressão a função que melhor correlação apresentava com os resultados experimentais. Representa-se no Gráfico 3.2 uma função caracterizadora da evolução da resistência à compressão do betão no

tempo, identificada com a legenda $f_{cm, Lab}$, definida por:

$$f_{cm, Lab}(t) = \frac{t}{0,0075 \times t + 0,0231} \quad (3.83)$$

apresentando um coeficiente de correlação de $R^2=99,99\%$ com os resultados experimentais.

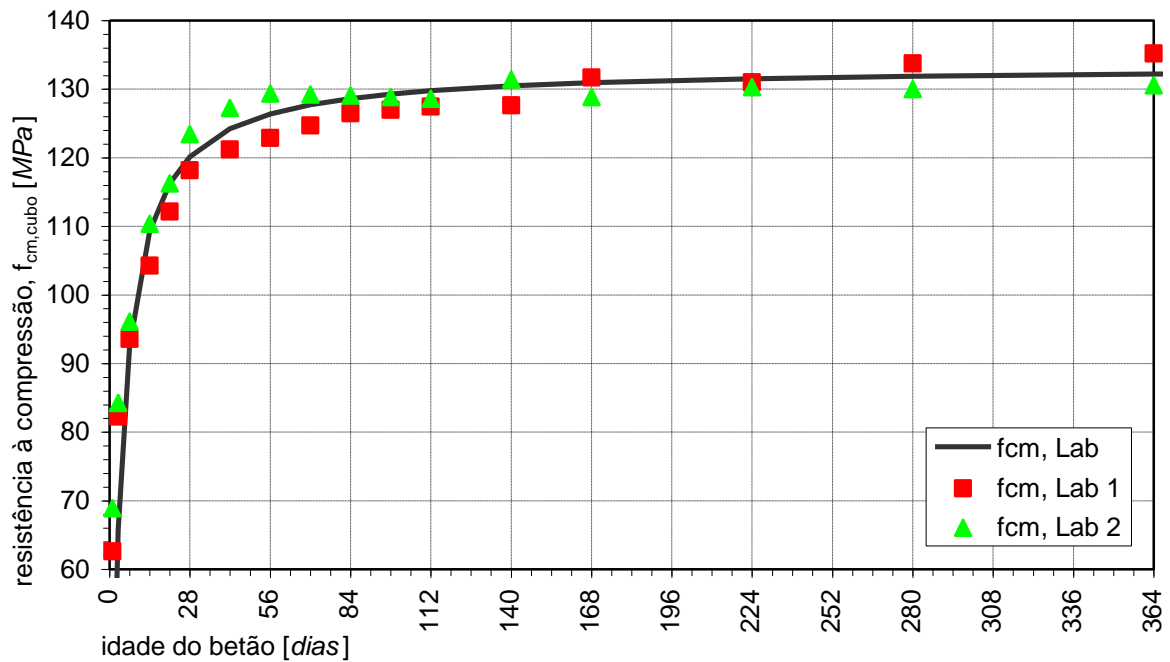


Gráfico 3.2: Evolução da resistência à compressão do betão produzido em laboratório

O betão produzido em laboratório atingiu um valor médio da resistência à compressão aos 28 dias de $120,8 \text{ MPa}$, que o enquadra claramente numa classe de resistência superior a C90/105 (classe máxima prevista no EC 2), e o adequa aos valores de especificação iniciais (§2.4.1).

Este betão exibiu às 24 horas um valor médio da resistência à compressão muito elevado ($65,8 \text{ MPa}$), atingindo o valor de 133 MPa , ao fim de um ano.

A correlação existente entre a função caracterizadora da evolução da resistência à compressão do betão no tempo (3.83) e os valores experimentais obtidos foi muito superior à conseguida com outras expressões ensaiadas com o mesmo objectivo como as indicadas no §3.1.1.2. Este facto é muito evidente no Gráfico 3.3 onde se representam os coeficientes de endurecimento ($f_{cm}(t)/f_{cm}$) observados, os correspondentes valores obtidos a partir da curva proposta (3.83) e os determinados pelo EC 2 [68] e REBAP [253].

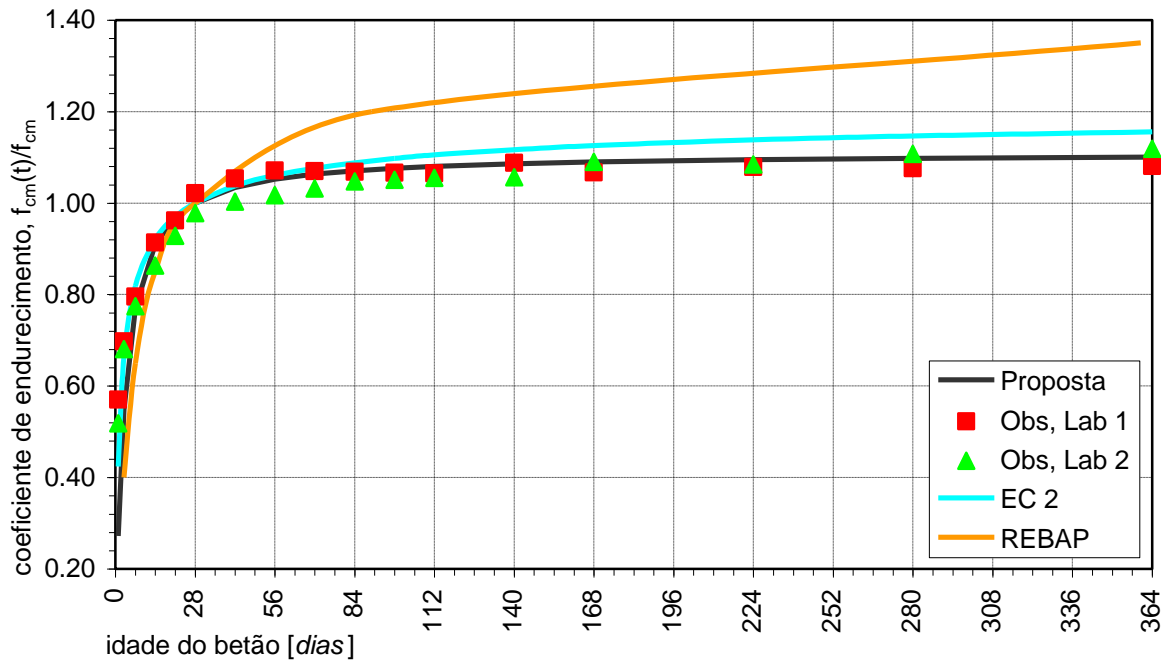


Gráfico 3.3: Comparação do coeficiente de endurecimento do betão

No Gráfico 3.4 representam-se os resultados ao longo do tempo dos ensaios de resistência à compressão do betão produzido em fábrica. Os valores indicados para $f_{cm, Viga 1}$ a $f_{cm, Viga 4}$ correspondem ao valor médio obtido do ensaio de três provetes por série. De forma análoga, representa-se uma função caracterizadora da evolução da resistência à compressão do betão no tempo, com a expressão:

$$f_{cm, Fab}(t) = \frac{t}{0,0076 \times t + 0,0319} \quad (3.84)$$

apresentando um coeficiente de correlação de $R^2=99,97\%$ com os resultados experimentais.

O betão produzido em fábrica atingiu um valor médio da resistência à compressão, aos 28 dias, de 114 MPa.

De modo a melhor se entender a variação da resistência à compressão obtida entre o betão produzido em laboratório e em fábrica, determinou-se a relação observada entre a resistência à compressão das séries realizadas em laboratório e das séries produzidas em fábrica, em condições idênticas de betonagem, compactação e cura dos elementos estruturais (Gráfico 3.5).

Da interpretação destes resultados, destaca-se a pequena diferença observada entre as duas condições de fabrico e cura, evidenciada por este betão de alta resistência, possivelmente ligada ao controle de qualidade no fabrico e colocação do betão em fábrica. Estes resultados reforçam a

pertinência de algumas conclusões referidas em outros estudos (§3.1.1.1).

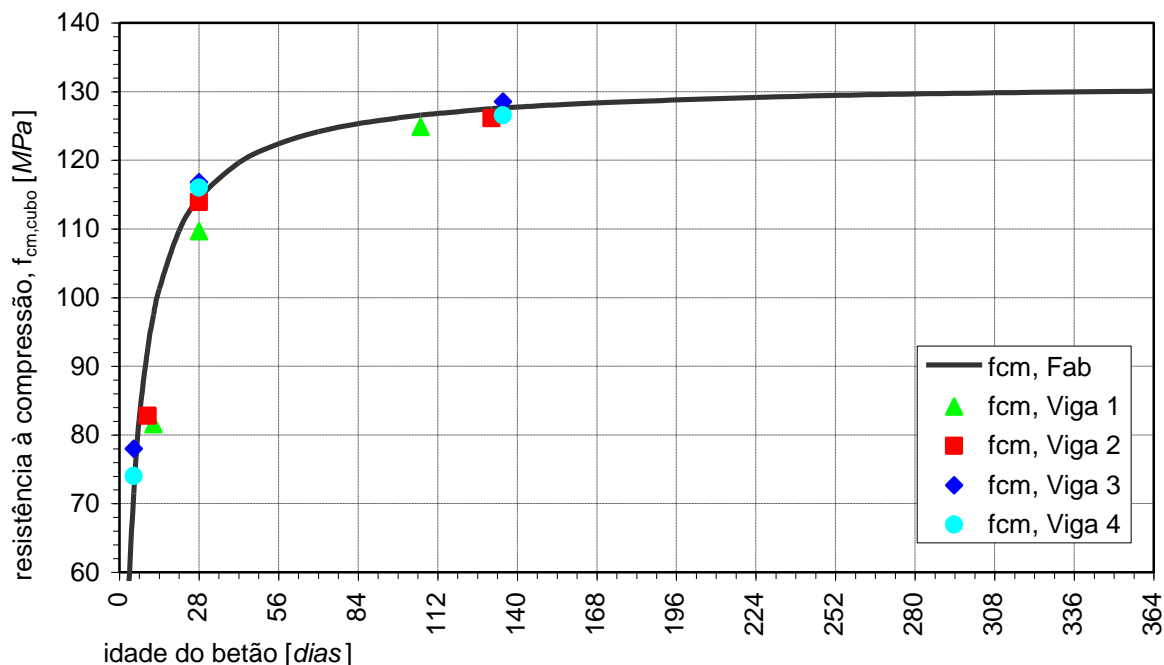


Gráfico 3.4: Evolução da resistência à compressão do betão produzido em fábrica

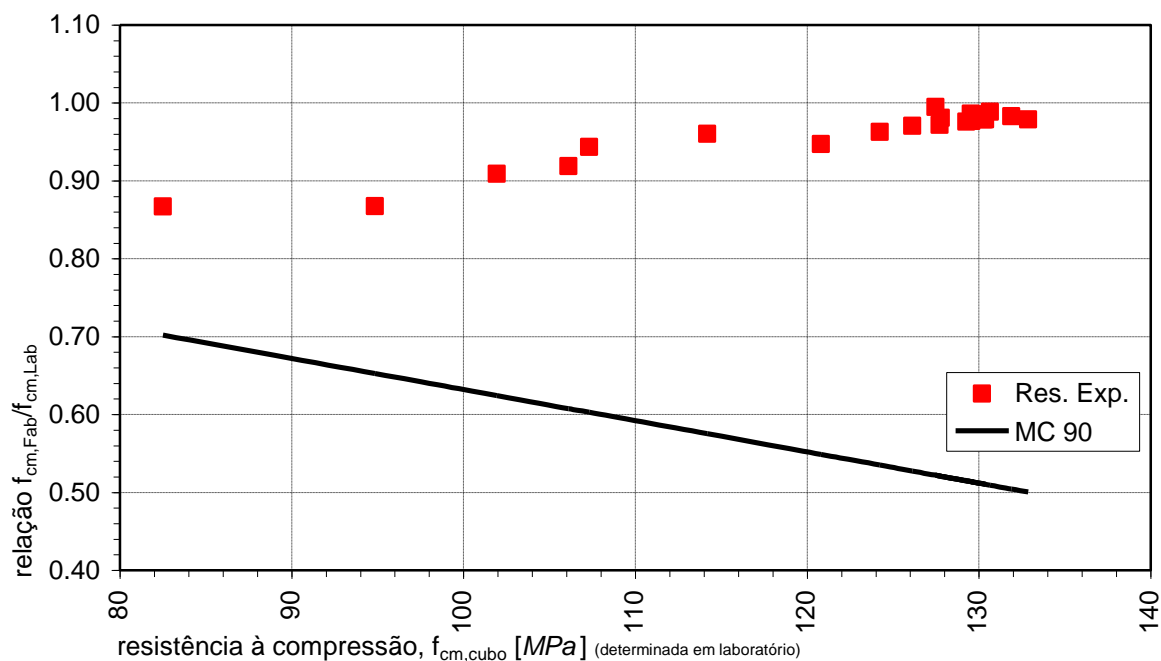


Gráfico 3.5: Relação observada entre a resistência à compressão de betão produzido em fábrica e em laboratório

Observou-se ainda que os maiores desvios ocorreram em idades mais jovens, obtendo-se a partir dos 14 dias uma relação superior a 0,95. Admite-se que os maiores desvios, observados em idades

inferiores a 14 dias, estejam relacionados com as menores temperaturas que se registaram na fábrica nos dias de betonagem das vigas, da ordem dos 4 °C a 10 °C (Figura 3.16).

Estes resultados confirmaram a menor adequação de expressões como a existente no Código Modelo 90 do CEB/FIP [63] – expressão (3.1) – para os betões de alta resistência.

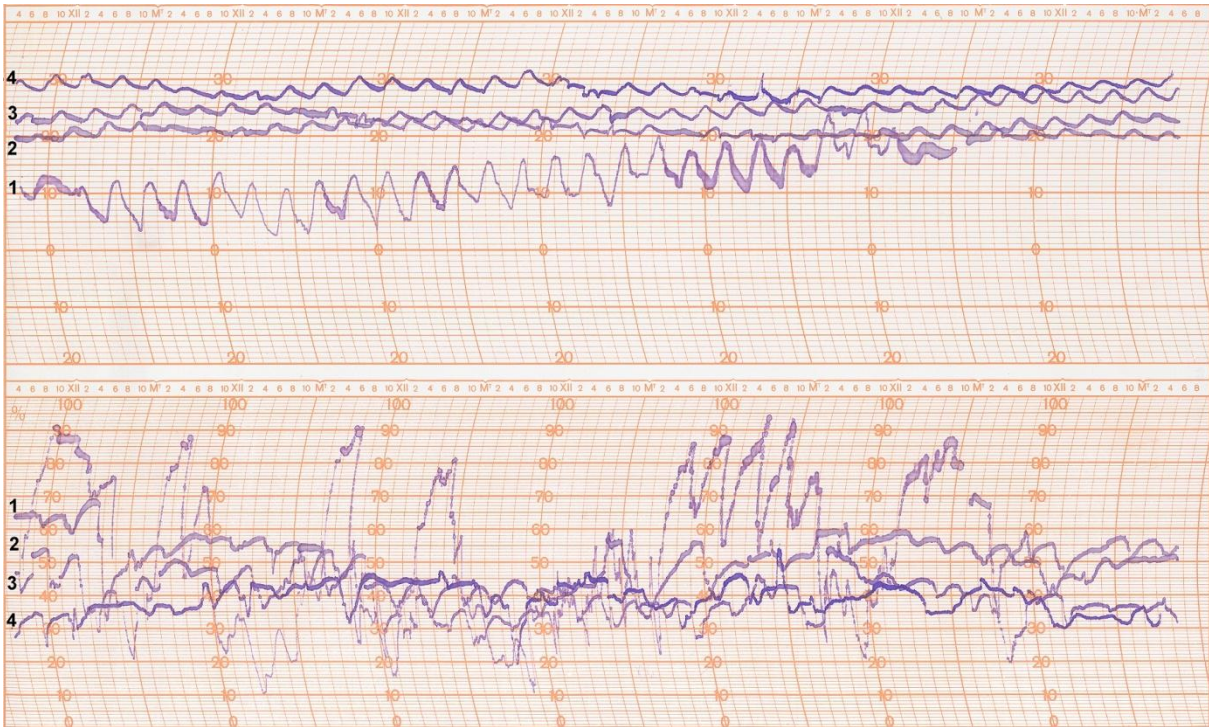


Figura 3.16: Registo do Termo-Higrógrafo para as condições ambientais das vigas desde a betonagem

3.2.2.2 Módulo de elasticidade

No Gráfico 3.6 representam-se os resultados experimentais obtidos em diferentes idades para o módulo de elasticidade do betão produzido em laboratório. Os valores indicados para $E_{cm, Lab1}$ e $E_{cm, Lab2}$ são os valores médios obtidos para cada idade, a partir do ensaio de dois provetes, para as séries laboratoriais 1 e 2, respectivamente.

Ao valor médio do módulo de elasticidade para cada idade ajustou-se por regressão a função que melhor correlação apresentava com os resultados experimentais. Representa-se também no Gráfico 3.6 a função caracterizadora da evolução do módulo de elasticidade no tempo, identificada com a legenda $E_{cm, Labr}$ definida por:

$$E_{cm, Lab}(t) = \frac{t}{0,0166 \times t + 0,0207} \tag{3.85}$$

apresentando um coeficiente de correlação de $R^2=99,99\%$ com os resultados experimentais.

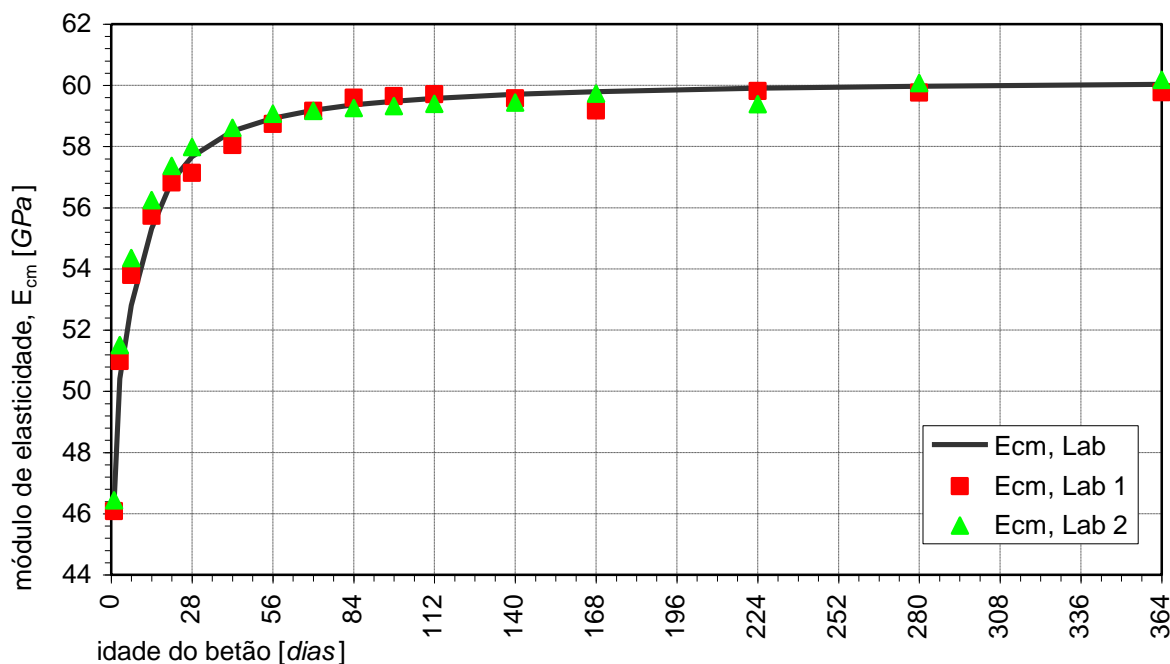


Gráfico 3.6: Evolução do módulo de elasticidade do betão produzido em laboratório

No Gráfico 3.7 representam-se os resultados experimentais obtidos para o módulo de elasticidade do betão produzido em fábrica, em diferentes idades. Os valores indicados para $E_{c, \text{Viga 3}}$ e $E_{c, \text{Viga 4}}$ são os valores obtidos, para cada idade, com o ensaio de dois provetes por viga. De forma análoga representa-se também uma função de evolução do módulo de elasticidade no tempo, identificada com a legenda $E_{cm, \text{Fabr}}$ definida por

$$E_{cm, \text{Fabr}}(t) = \frac{t}{0,0165 \times t + 0,0197} \quad (3.86)$$

apresentando um coeficiente de correlação de $R^2=99,99\%$ com os resultados experimentais.

Tal como se referiu no §3.1.3 é corrente o recurso a expressões empíricas de correlação do módulo de elasticidade com a tensão de rotura à compressão do betão, pelo facto de ser mais simples o ensaio de determinação da tensão de rotura à compressão do que o ensaio de determinação do módulo de elasticidade. Procurou-se por regressão a expressão empírica que melhor traduzia a correlação entre estas propriedades mecânicas com os resultados experimentais obtidos (Gráfico 3.8), tendo-se adoptado a expressão:

$$E_{cm} = 10524 f_{cm}^{0,3564} \quad (3.87)$$

que apresenta um coeficiente de correlação de $R^2=99,19\%$ com os resultados experimentais.

Esta expressão empírica apresenta uma formulação muito idêntica a outras existentes,

nomeadamente as constantes no Regulamento Português ainda em vigor (REBAP) [253] –

$$E_{cm} = 9500 f_{cm}^{1/3} \text{ --, no BI n}^\circ \text{ 228 do CEB [64] e no EC 2 [68] -- } E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} = 11026 f_{cm}^{0,3}.$$

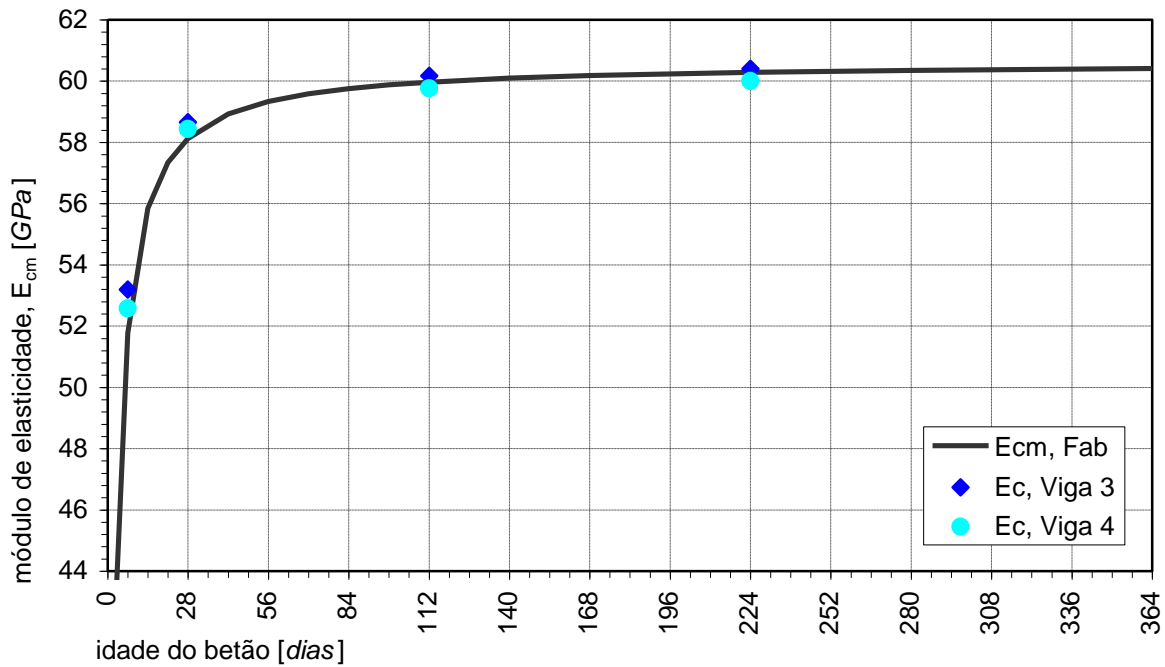


Gráfico 3.7: Evolução do módulo de elasticidade do betão produzido em fábrica

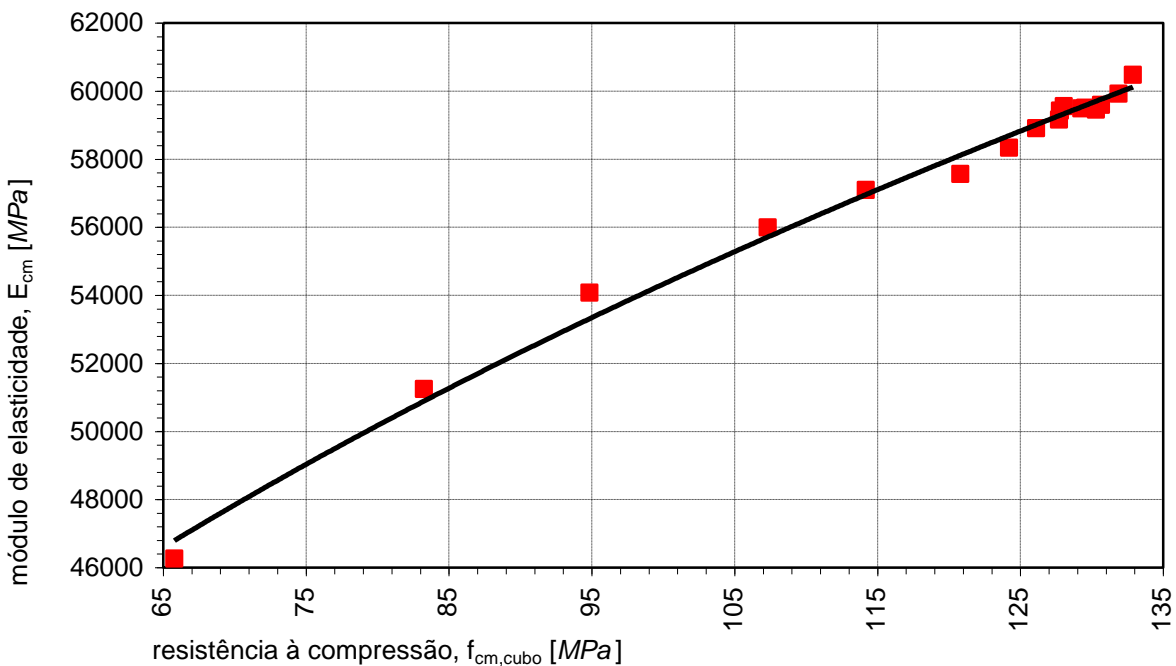


Gráfico 3.8: Relação observada entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do betão

No §3.1.3 apresentou-se um conjunto de expressões empíricas retiradas da bibliografia e

consideradas adequadas à correlação destas propriedades mecânicas para os betões de alta resistência. Fez-se a comparação de algumas dessas expressões com os resultados experimentais, com o objectivo de avaliar qual a mais adequada a este betão, em particular. No Gráfico 3.9 representam-se algumas das expressões apresentadas no §3.1.3, os resultados experimentais e a expressão proposta (3.87).

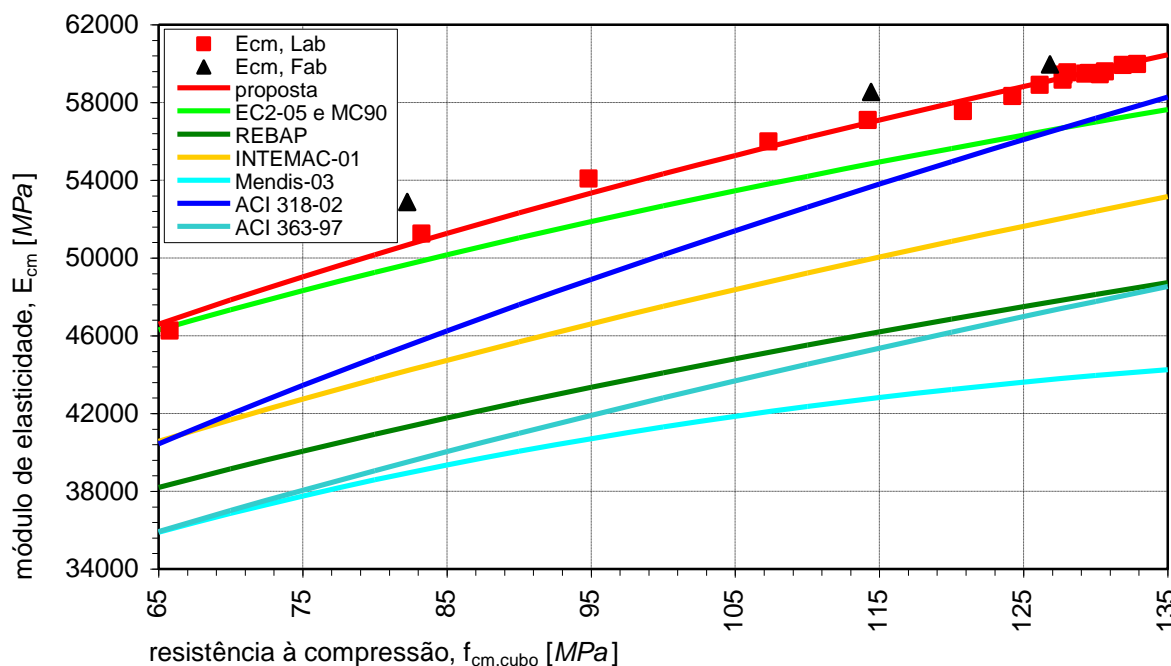


Gráfico 3.9: Comparação de diferentes expressões empíricas de correlação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do betão

Como se pode observar, das expressões empíricas referidas no §3.1.3, a que mais se aproxima dos resultados experimentais é a expressão do EC 2 [68] (e no BI nº 228 do CEB [64]), principalmente para valores mais moderados da resistência do betão. A expressão do código ACI 318/318R-02 [14], exibe um comportamento oposto ao da expressão do EC 2, aproximando-se dos valores observados do módulo de elasticidade para valores mais elevados da resistência à compressão.

3.2.2.3 Retracção e fluência

No Gráfico 3.10 representam-se os resultados experimentais das extensões observadas nos ensaios de caracterização do comportamento diferido do betão produzido em laboratório, carregado às 24 horas de idade com uma tensão de 30 MPa, de acordo com o descrito no §3.2.1. Os valores indicados para a extensão total (ϵ_{ct}) e de retracção (ϵ_{cs}) são os valores registados directamente nos ensaios. Os valores indicados para a extensão elástica (ϵ_{el}) são os valores calculados a partir da tensão aplicada no ensaio e do módulo de elasticidade determinado em cada

idade. Os valores da extensa de fluência (ϵ_{cc}) são obtidos pela diferença entre a extensão total e as extensões elástica e de retracção.

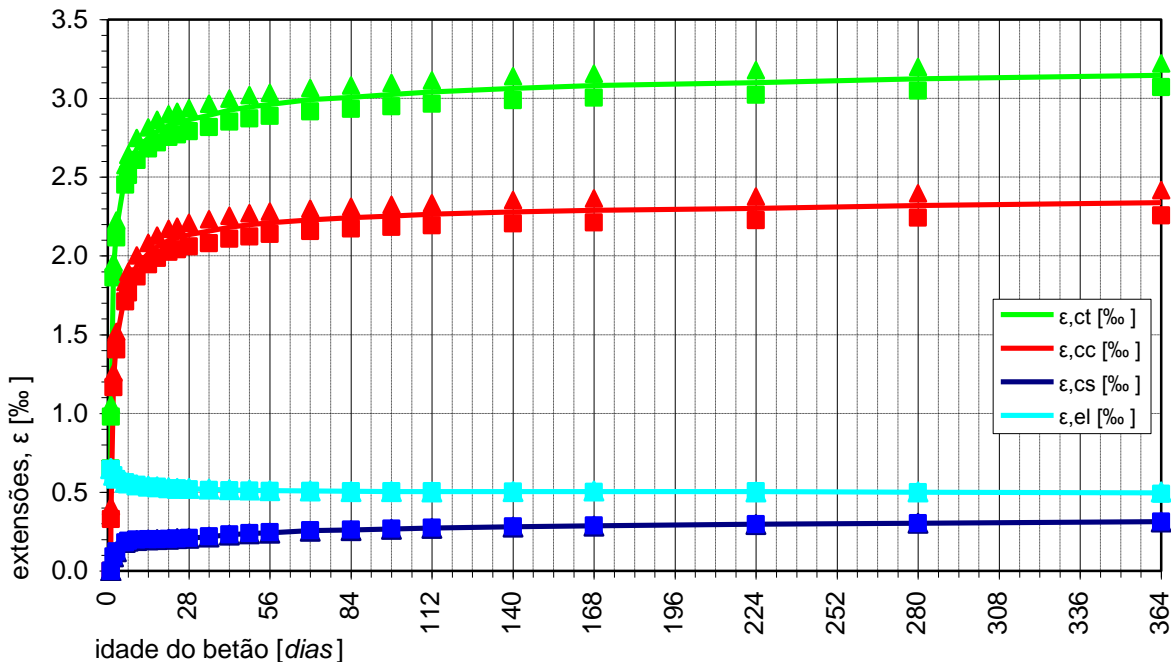


Gráfico 3.10: Comportamento diferido do betão carregado às 24 horas

A tensão aplicada aos provetes no ensaio de fluência (30 MPa) corresponde a 45% da tensão de rotura em provetes cúbicos registada na idade de carregamento (66 MPa). De acordo com o disposto no EC 2 [68], situa-se no limite a partir do qual pode ocorrer fluência não-linear.

Posteriormente, com o betão produzido em fábrica, correspondente às séries denominadas de *Viga 3* e *Viga 4*, foi realizado outro ensaio de caracterização do comportamento diferido do betão, carregado aos 7 dias de idade, com igual tensão de carregamento (30 MPa). Os resultados experimentais das extensões observadas apresentam-se no Gráfico 3.11.

Este ensaio permitiu obter resultados experimentais do comportamento diferido do betão utilizado nos elementos estruturais, para uma tensão aplicada aos provetes e numa idade de carregamento iguais aos que o pré-esforço provocava nas vigas.

Para melhor avaliação da influência da idade de carregamento na extensão de fluência deste betão, representam-se no Gráfico 3.12 as extensões de fluência observadas nos dois ensaios realizados, para igual tensão de carregamentos dos provetes (30 MPa).

Observa-se que o desenvolvimento das curvas de fluência do betão é idêntico. Quanto ao valor absoluto da extensão de fluência, observa-se uma diminuição com o aumento da idade de

carregamento.

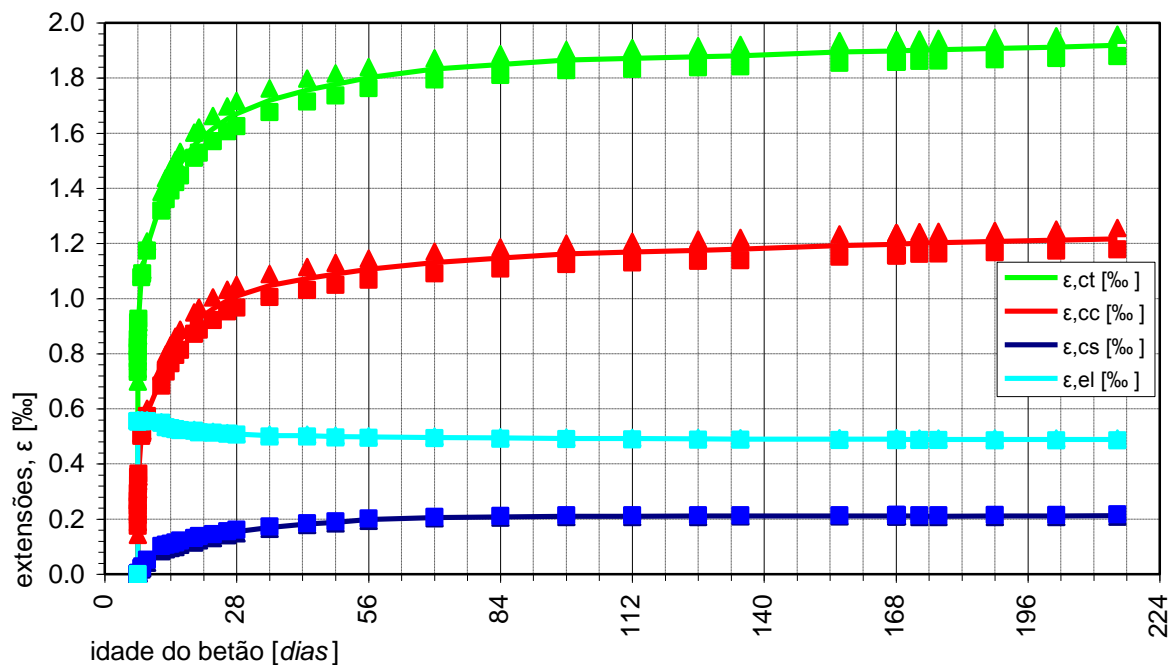


Gráfico 3.11: Comportamento diferido do betão carregado aos 7 dias

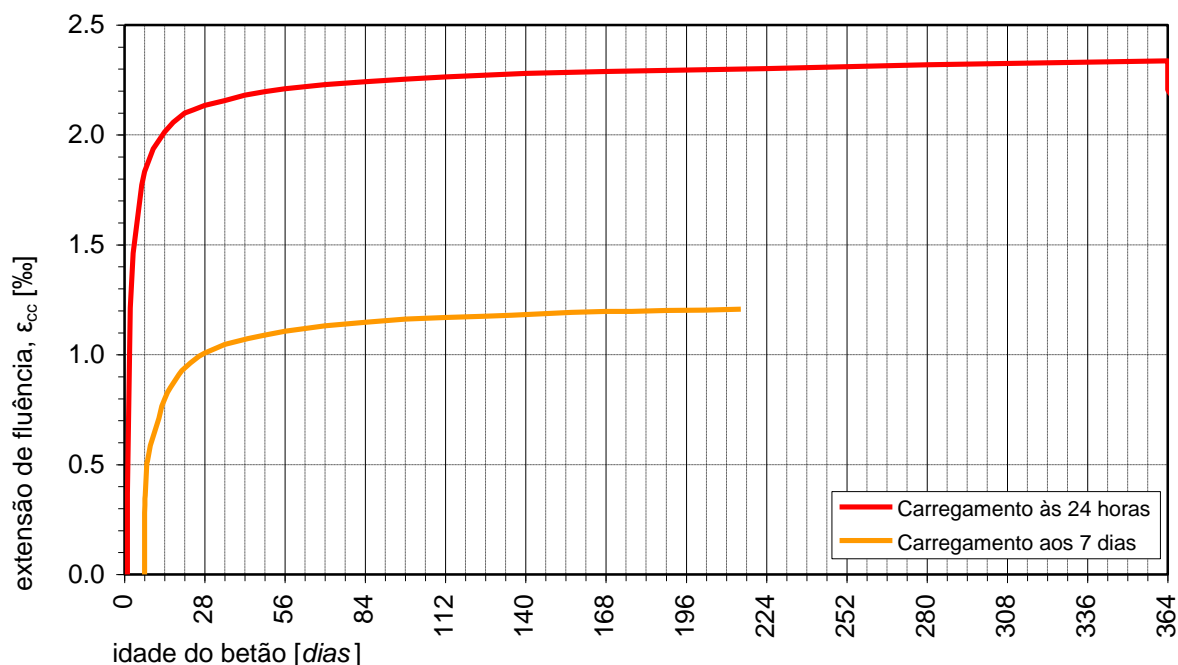


Gráfico 3.12: Variação da extensão de fluência com a idade de carregamento

De modo a avaliar a recuperação destas deformações, em qualquer um dos ensaios de comportamento diferidos realizados, foram registadas as deformações de recuperação de fluência ao longo o tempo, após descarga completa dos provetes.

No Gráfico 3.13 representa-se a recuperação das deformações de fluência observada nos dois ensaios realizados. Para o ensaio cujo carregamento ocorreu às 24 horas, descarregou-se ao fim de um ano, tendo os resultados sido registados por um período de 224 dias, até aos 588 dias de idade do betão. No ensaio cujo carregamento ocorreu aos 7 dias, descarregou-se aos 215 dias, existindo registos até aos 271 dias de idade do betão.

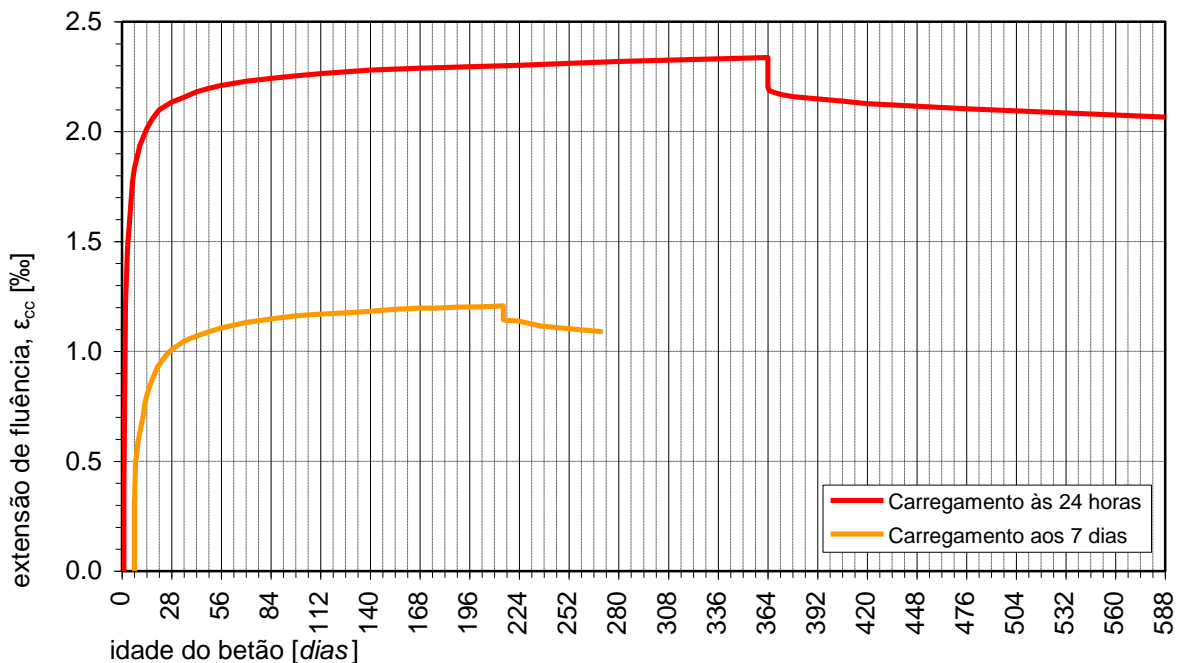


Gráfico 3.13: Recuperação de fluência após descarga dos provetes

Para os provetes carregados às 24 horas e descarregados ao fim de um ano, observa-se uma recuperação das deformações de fluência em cerca de 11,5% ao fim de 224 dias após a descarga, sendo de admitir que a recuperação estaria praticamente consumada. Para os outros provetes (carregados aos 7 dias e descarregados aos 215 dias de idade do betão) e apesar do reduzido tempo de registos decorrido (56 dias), também se observa uma recuperação de 11,2% das deformações de fluência. A diferença entre as deformações elásticas no instante da descarga nos dois ensaios foi inferior a 1,5%.

Estes resultados evidenciam a elevada percentagem de deformação plástica permanente do betão ensaiado, sendo importantes para a interpretação da recuperação das deformações de fluência, a registar quando se efectuar o descarregamento das vigas em ensaio de comportamento diferido (§5.2).

Para avaliação da adequação dos modelos de previsão das deformações de fluência apresentados no §3.1.7 às deformações de fluência observadas nos ensaios elaboraram-se gráficos de

comparação.

No Gráfico 3.14 representa-se a evolução das deformações de fluência avaliadas pelos modelos do EC 2 [68], MC 90 [63], REBAP [253] e Bouygues-LCPC [36] e os resultados experimentais obtidos para os provetes carregados às 24 horas de idade do betão com uma tensão de 30 MPa.

De forma análoga, no Gráfico 3.15 representam-se os correspondentes valores para os provetes carregados aos 7 dias de idade do betão, para igual tensão de carregamento (30 MPa).

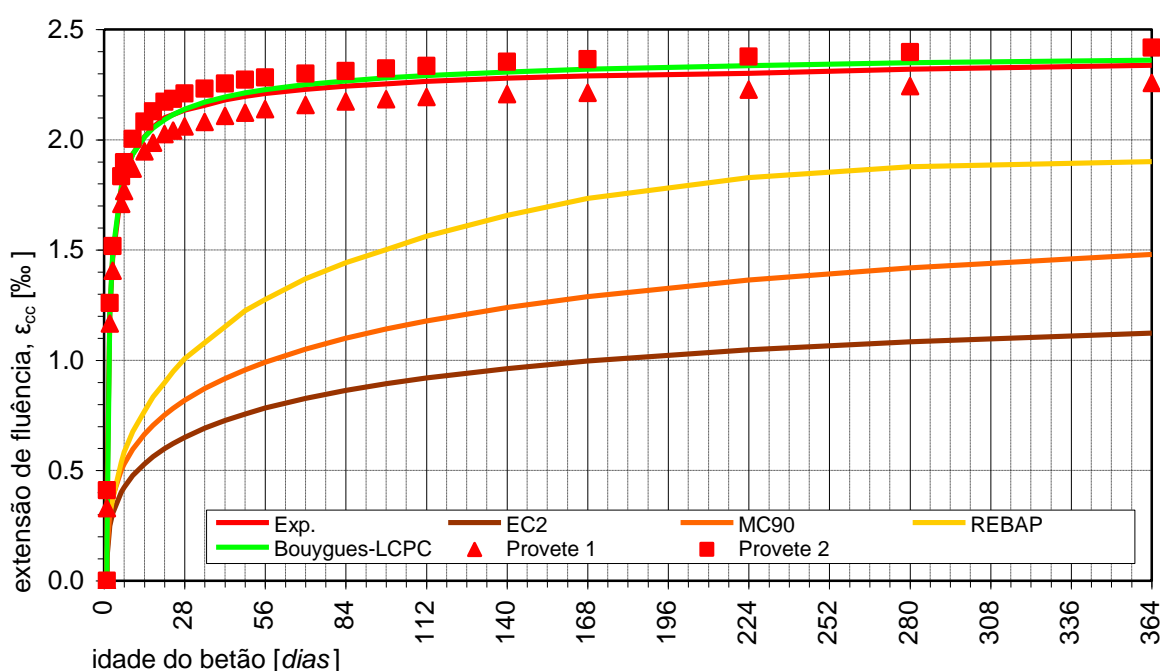


Gráfico 3.14: Comparação das extensões de fluência experimentais (carregamento às 24 horas de idade do betão) com as previsões de diferentes modelos bibliográficos

Da análise e interpretação do Gráfico 3.14 e do Gráfico 3.15 destaca-se a subavaliação das deformações de fluência obtida com os modelos preconizados nos dois códigos de dimensionamento analisados (EC 2 [68] e MC 90 [63]) para as duas idades de carregamento consideradas (24 horas e 7 dias de idade do betão).

O modelo de previsão das deformações de fluência do EC 2 conduziu a valores da ordem de 55% dos valores experimentais ao fim de um ano, para as duas idades de carregamento ensaiadas.

Com o modelo de previsão das deformações de fluência do MC 90, para o carregamento às 24 horas, observaram-se valores da ordem de 65% dos resultados experimentais ao fim de um ano; e para o carregamento aos 7 dias de idade do betão, observaram-se valores de cerca de 85% dos resultados experimentais ao fim do mesmo tempo de ensaio.

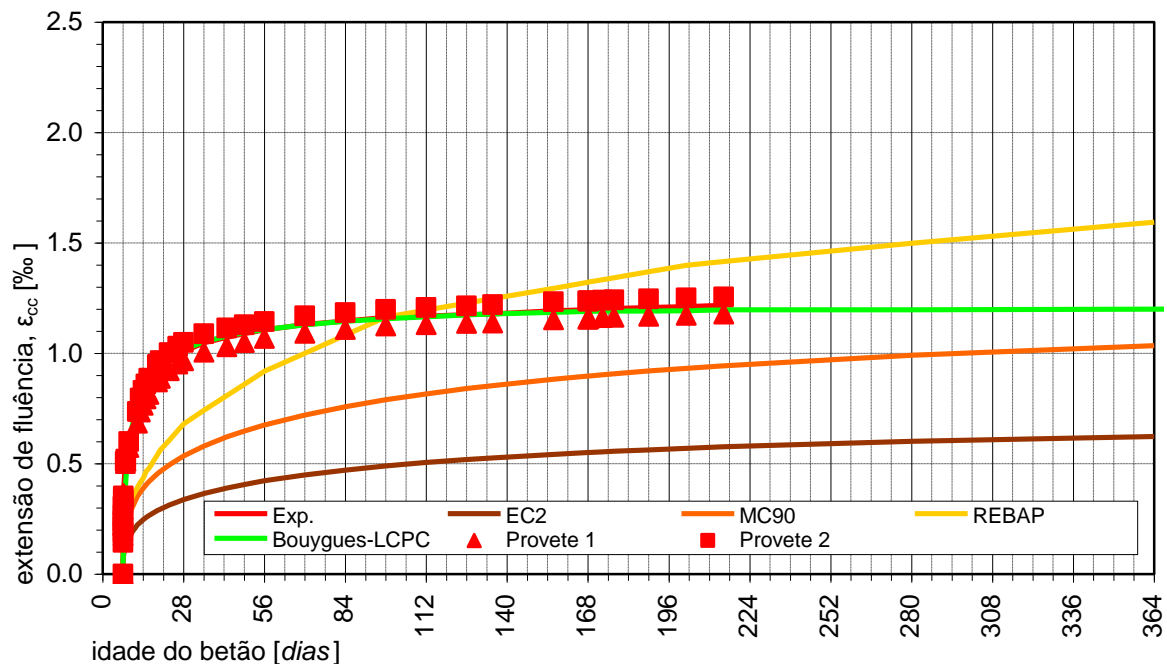


Gráfico 3.15: Comparação das extensões de fluência experimentais (carregamento aos 7 dias de idade do betão) com as previsões de diferentes modelos bibliográficos

O modelo proposto no regulamento português em vigor (REBAP 83 [253]) subavaliou as deformações de fluência para um carregamento às 24 horas de idade do betão e sobreavaliou essas deformações para um carregamento aos 7 dias de idade.

Destaca-se a adequação quase perfeita do modelo Bouygues-LCPC [36] aos resultados experimentais para as duas idades de carregamento.

Com os resultados experimentais obtidos foi possível a definição completa do modelo Bouygues-LCPC [36] para qualquer idade de carregamento. Para avaliação das deformações de fluência do betão para a idade de carregamento das vigas nos ensaios de comportamento diferido (§5.2), apresenta-se no Gráfico 3.16 a previsão das deformações de fluência para um carregamento aos 134 dias de idade do betão, com uma tensão de 30 MPa, pelo modelo Bouygues-LCPC [36] e pelos modelos preconizados no EC 2 [68], no MC 90 [63] e no REBAP 83 [253].

Para comparação dos modelos de previsão das deformações de retracção apresentados no §3.1.6 com os resultados experimentais representam-se no Gráfico 3.17 as deformações de retracção (total) observadas nos ensaios e os valores previstos pelos modelos do EC 2 [68], do MC 90 [63] e do REBAP [253].

Curiosamente, verifica-se que os resultados experimentais da retracção concordam francamente

com os do modelo preconizado no REBAP [253], apesar do âmbito de aplicação deste regulamento se cingir aos betões de resistência normal. Enquanto o modelo proposto pelo Eurocódigo 2 [68] sobreavalia as deformações de retracção em cerca de 30% e o modelo do MC 90 [63] as subavalia em cerca e 30%.

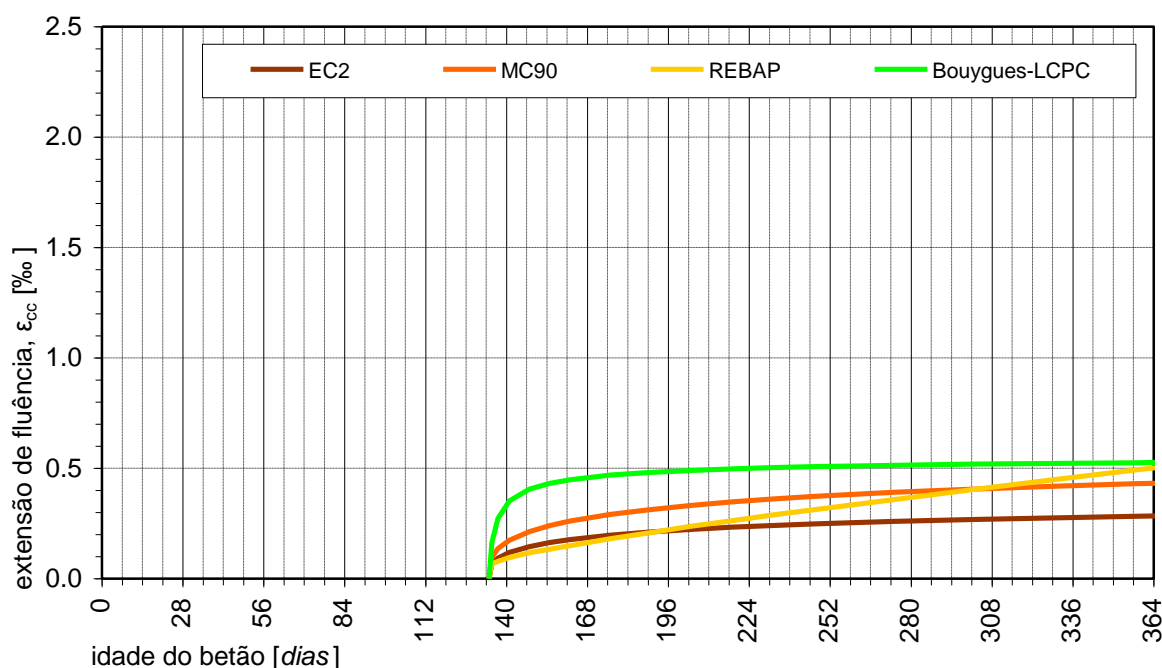


Gráfico 3.16: Previsão das extensões de fluência (carregamento aos 134 dias de idade do betão) com diferentes modelos bibliográficos

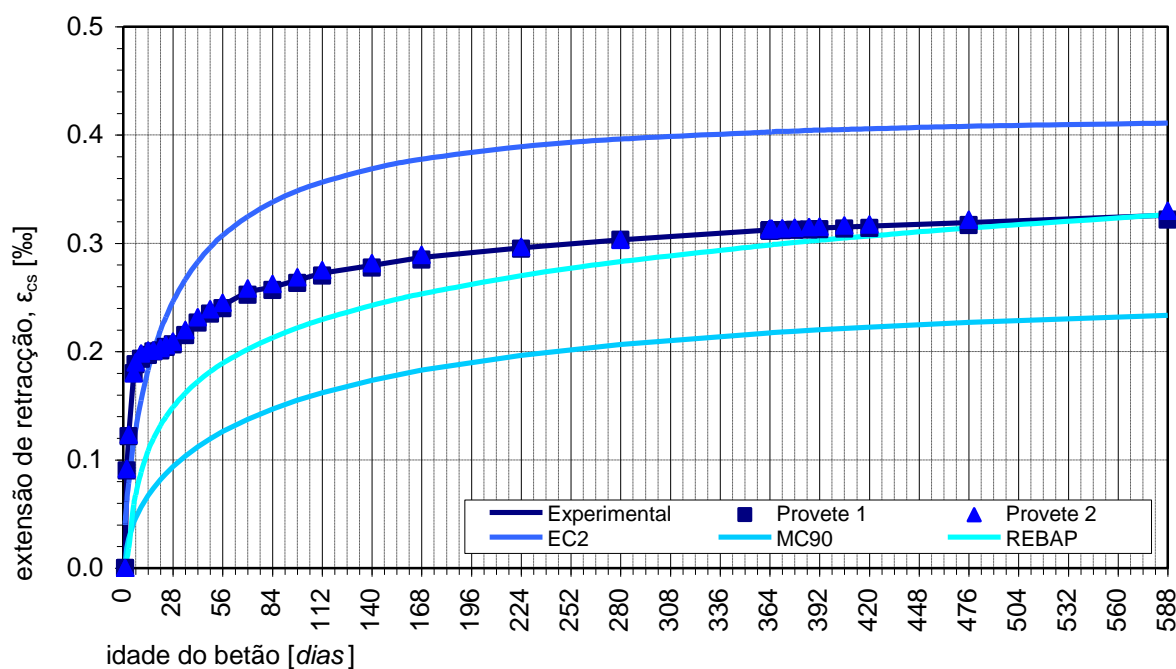


Gráfico 3.17: Comparação das extensões de retracção experimentais com as previsões de diferentes modelos bibliográficos

3.3 Controle de qualidade através de ensaios *in situ* não-destrutivos

3.3.1 Introdução

Os ensaios *in situ*, particularmente os ensaios não-destrutivos (NDT), constituem uma ferramenta para a avaliação das características mecânicas dos materiais seus constituintes[94], assim como do controle de qualidade dos materiais de estruturas em fase construtiva [53, 157, 179, 195].

Alguns destes ensaios baseiam-se no estabelecimento de relações empíricas entre a resistência à compressão do betão e as grandezas medidas pelos ensaios não-destrutivos [13, 230].

Os betões de alta resistência têm sido alvo de estudos teóricos e experimentais de caracterização das suas propriedades mecânicas (§3.1), sendo contudo reduzida a investigação relativamente à avaliação dessas propriedades através de ensaios não-destrutivos [73, 93, 179]. Acresce que as correlações definidas de fábrica para os diversos equipamentos não serão válidas para os betões de alta resistência [157, 179, 181, 230].

O objectivo do estudo descrito neste sub-capítulo foi verificar para o betão de alta resistência estudado da possibilidade de definir curvas de correlação para três dos ensaios não-destrutivos utilizados para a determinação da resistência à compressão.

3.3.2 Trabalho experimental

3.3.2.1 Ensaios não-destrutivos adoptados e ensaios de referência

Os valores de referência da resistência à compressão do betão de alta resistência considerado foram obtidos através do ensaio de compressão normalizado com provetes cúbicos.

Adoptaram-se os seguintes NDT para avaliar *in situ* a resistência à compressão de betões: ensaio de carotes, determinação da velocidade de propagação de ultra sons e determinação do índice esclerométrico.

3.3.2.2 Descrição sumária dos ensaios não-destrutivos adoptados

O ensaio de carotes pode definir-se com mais rigor como um ensaio parcialmente destrutivo, uma vez que é retirada uma amostra do material (Figura 3.17) e, conseqüentemente, implica uma pequena reparação local [15]. Este ensaio é o único em que a grandeza medida é aquela que se

pretende conhecer, ou seja, a resistência à compressão do betão. A diferença fundamental, relativamente ao ensaio normalizado, tem a ver com a forma e dimensões do provete, o que obriga a corrigir o resultado obtido [232]. O ensaio de carotes encontra-se regulamentado pela norma NP EN 12504-1:2003 [144].



Figura 3.17: *Extracção de carotes e aspecto dos provete após rectificação*

O ensaio de determinação da velocidade de propagação de ultra-sons baseia-se na proporcionalidade do módulo de elasticidade dinâmico do betão relativamente à densidade do mesmo [5, 13, 181, 241], de acordo com a expressão:

$$V = \sqrt{\frac{E_d(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (3.88)$$

onde V – velocidade de propagação de ultra-sons [km/s];

E_d – módulo de elasticidade dinâmico [MPa];

ν – coeficiente de poisson;

ρ – densidade do betão.

Como a resistência à compressão do betão é correlacionável com o módulo de elasticidade estático e este, por sua vez, com o módulo de elasticidade dinâmico, facilmente se conclui ser possível estimar a resistência à compressão a partir da medição da velocidade de propagação de ultra-sons [13, 241]. Face ao exposto, a relação de correlação mais usual entre a resistência à compressão e a velocidade de propagação de ultra-sons é do tipo [230, 241]:

$$f_c = aV^b \quad (3.89)$$

ou

$$f_c = a \times e^{bV} \quad (3.90)$$

onde f_c – resistência à compressão do betão [MPa];
 V – velocidade de propagação de ultra-sons [km/s].

Para betões correntes, os valores de correlação são aceitáveis, sendo possível obter estimativas da resistência à compressão do betão *in situ* com um erro de $\pm 20\%$ (com um intervalo de confiança de 95%) [160, 161, 241].

Este ensaio apresenta a vantagem de ser extremamente fácil e rápido de executar, ter custos reduzidos, e ser verdadeiramente não-destrutivo (Figura 3.18). O maior inconveniente deste ensaio está relacionado com a influência perniciosa nos resultados de parâmetros como a presença de armaduras e/ou de vazios, fissuração interna ou presença de água [241]. A determinação da velocidade de propagação de ultra-sons encontra-se regulamentada pela norma EN 12504-4:2004 [69].



Figura 3.18: Ensaio da determinação da velocidade de propagação de ultra-sons

A determinação do índice esclerométrico é um ensaio onde a grandeza avaliada é a dureza superficial, sendo o valor medido um índice que se correlaciona empiricamente com a resistência à compressão. A relação de correlação típica entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão do betão é do tipo [16, 241]:

$$f_c = a + b \times I_r \quad (3.91)$$

onde f_c – resistência à compressão do betão [MPa];
 I_r – índice esclerométrico.

Os valores do coeficiente de correlação para betões correntes são inferiores aos da determinação da velocidade de propagação de ultra-sons, o que se traduz numa menor precisão das estimativas

[241].

Apresenta, à semelhança do método anterior, as vantagens de ser fácil e rápido de executar, ter custos reduzidos, e ser verdadeiramente não-destrutivo (Figura 3.19). Os maiores inconvenientes prendem-se com o facto de apenas se avaliar o betão superficial, numa espessura de cerca de 30 *mm* e de ser sensível à presença de humidade superficial ou carbonatação [241]. A determinação do índice esclerométrico encontra-se regulamentada pela norma NP EN 12504-2:2003 [145]



Figura 3.19: Calibração do equipamento e ensaio de determinação do índice esclerométrico

3.3.2.3 Métodos e procedimentos do estudo

Foram fabricados 6 provetes prismáticos de dimensão $150 \times 150 \times 600 \text{ mm}^3$ e 30 provetes cúbicos de 150 *mm* de aresta.

Utilizaram-se três provetes prismáticos para extracção de carotes com 75 *mm* de diâmetro por 150 *mm* de altura para ensaio à compressão aos 7, 14, 21, 28, 41 e 56 dias de idade. Os restantes provetes prismáticos destinaram-se aos ensaios de determinação do índice esclerométrico e medição da velocidade de propagação de ultra-sons. Estas determinações foram realizadas aos 1, 4, 7, 14, 21, 28, 35, 41, 48 e 56 dias de idade.

Os 30 provetes cúbicos destinaram-se à determinação da resistência à compressão do betão (ensaio de referência), tendo-se utilizado três provetes por ensaio a cada idade. Nestes provetes, antes da realização do ensaio de compressão normalizado, determinaram-se o índice

esclerométrico e a velocidade de propagação de ultra-sons.

Para o ensaio de determinação da dureza superficial foi utilizado um esclerómetro de Schmidt, digital, com uma energia de impacto de 2,2 J. Para o ensaio de medição da velocidade de propagação de ultra-sons foi utilizado o aparelho PUNDIT (*Portable Ultrasonic Non-Destructive Digital Indicating Tester*) com transdutores de frequência de 54 kHz.

3.3.3 Resultados e discussão

3.3.3.1 Evolução da resistência à compressão do betão de alta resistência

No Gráfico 3.18 apresentam-se os resultados do ensaio de referência e do ensaio de carotes, de caracterização da resistência à compressão do betão, e a sua evolução em função da idade.

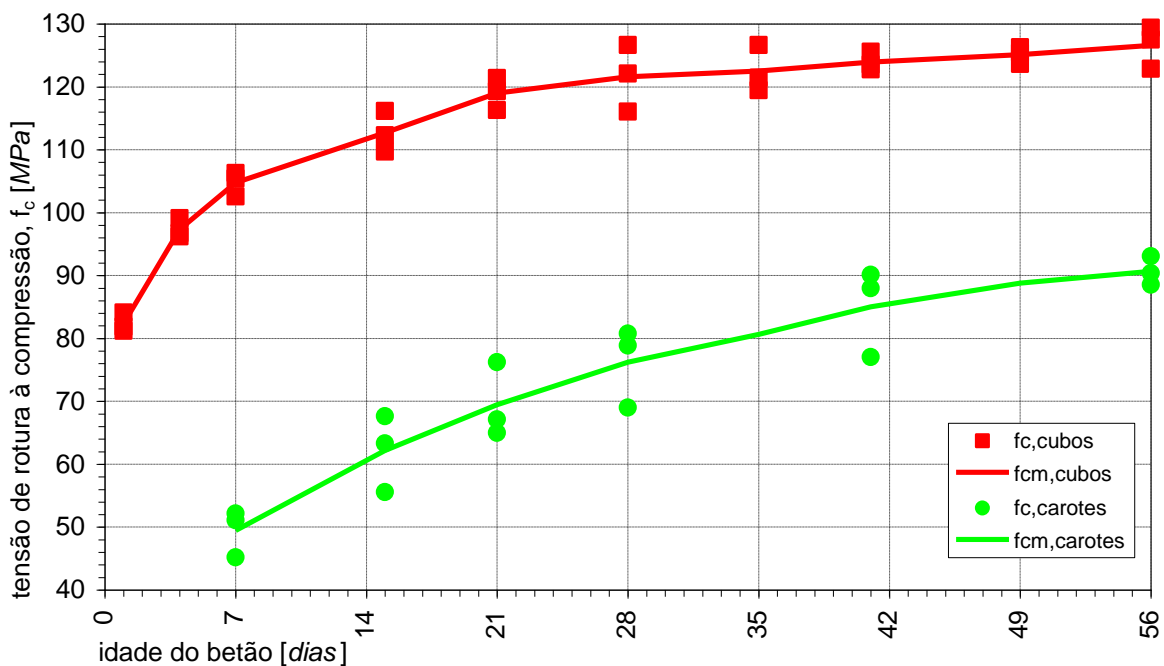


Gráfico 3.18: Evolução da tensão de rotura à compressão determinada com o ensaio de referência e com o ensaio de carotes

Como se pode observar, o betão de alta resistência atingiu um valor médio da resistência à compressão aos 28 dias superior a 120 MPa, tendo-se obtido valores perto de 130 MPa aos 56 dias de idade do betão.

No Gráfico 3.19 representam-se os resultados da tensão de rotura à compressão do betão determinados com o ensaio de referência *versus* os correspondentes valores determinados com o ensaio de carotes. A partir da análise dos resultados, propõe-se uma correlação linear do tipo:

$$f_{cm,cubos} = 0,5 \times f_{cm,carotes} + 81 \quad (3.92)$$

com um coeficiente de correlação (R^2) de 0,9815. Esta correlação é coerente com as correlações habitualmente obtidas para estes ensaios [15, 157, 241]

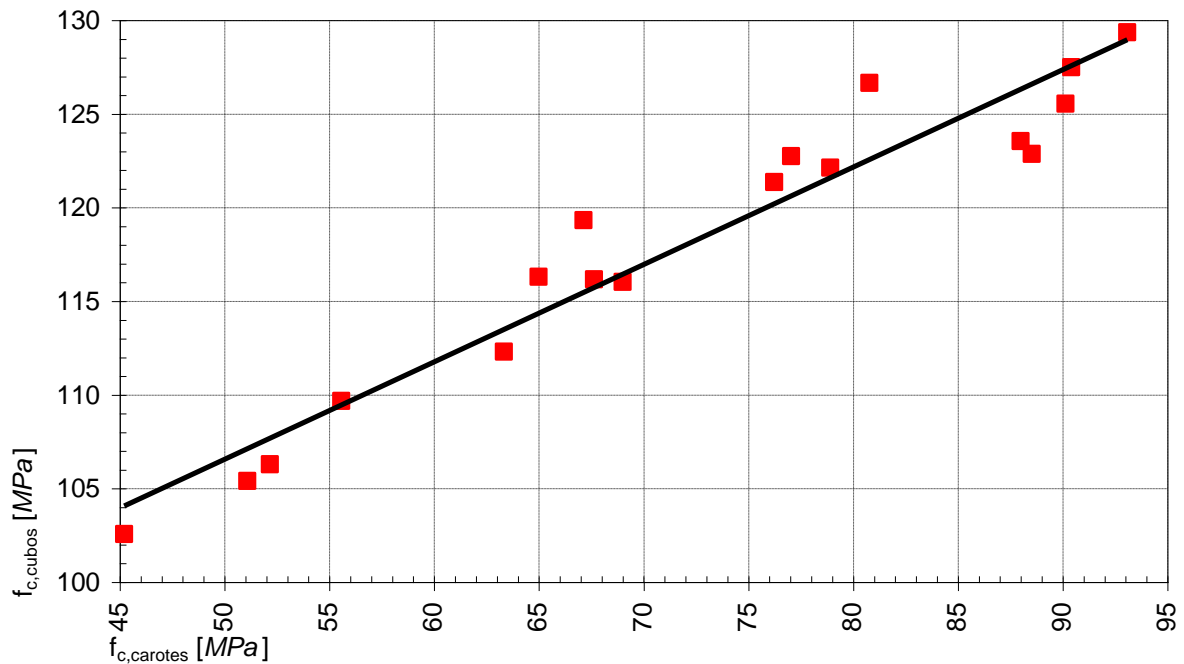


Gráfico 3.19: Relação entre a tensão de rotura à compressão determinada com provetes cúbicos e os valores correspondentes determinados com as carotes

3.3.3.2 Ensaio de determinação da velocidade de propagação de ultra-sons

No Gráfico 3.20, representam-se os valores observados da resistência à compressão no ensaio de referência ($f_{c,cubos}$) versus a velocidade de propagação de ultra-sons (V) nos mesmos provetes. Representam-se também duas curvas de correlação entre estas grandezas:

- por uma linha contínua, a curva de correlação que melhor se adaptou às observações com a seguinte função polinomial,

$$f_{c,cubos} = -461,7 \times V^2 + 4801,3 \times V - 12371 \quad (3.93)$$

com um coeficiente de correlação (R^2) de 0,9840;

- por uma linha interrompida, a curva de correlação típica entre estas grandezas (equação (3.89)), de expressão,

$$f_{c,cubos} = 0,0083 \times V^{5,8543} \quad (3.94)$$

com um coeficiente de correlação (R^2) de 0,8226.

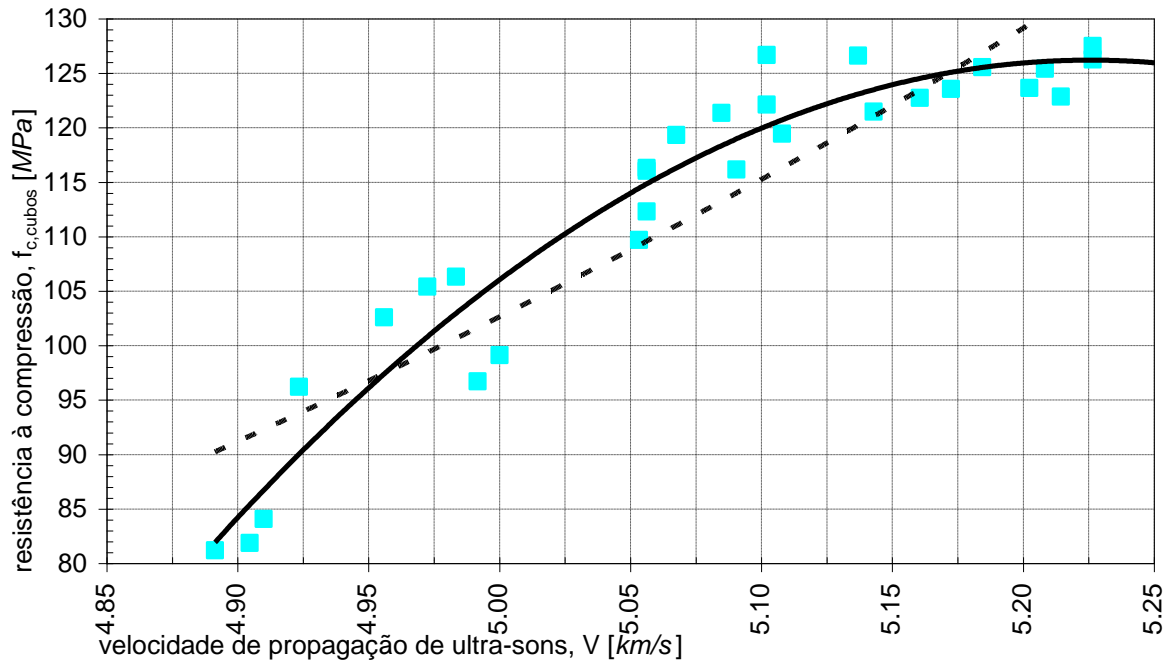


Gráfico 3.20: Resistência à compressão versus velocidade de propagação de ultra-sons.

De acordo com Pascale [230] e Pereira [241], a estimativa da resistência à compressão pode ser definida como potência ou exponencial da velocidade de propagação de ultra-sons. Contudo, para o caso em estudo, verificou-se que a função polinomial de grau 2 se ajustou melhor aos resultados obtidos. Outros autores propuseram igualmente correlações deste tipo para os betões de alta resistência [259].

3.3.3.3 Ensaio de determinação do índice esclerométrico

No Gráfico 3.21 representam-se os valores da resistência à compressão no ensaio de referência ($f_{c,cubos}$) versus o índice esclerométrico (I_r), indicador da dureza superficial. Representam-se também duas curvas de correlação entre estas grandezas:

- por uma linha contínua, a curva de correlação que melhor se adaptou às observações, com a seguinte expressão,

$$f_{c,cubos} = -0,32 \times I_r^2 + 36,1 \times I_r - 898 \quad (3.95)$$

com um coeficiente de correlação (R^2) de 0,9934;

- por uma linha interrompida, a curva de correlação típica entre estas grandezas (equação

(3.91)), de expressão,

$$f_{c,cubos} = 3,3362 \times I_r - 59,235 \quad (3.96)$$

com um coeficiente de correlação (R^2) de 0,8604.

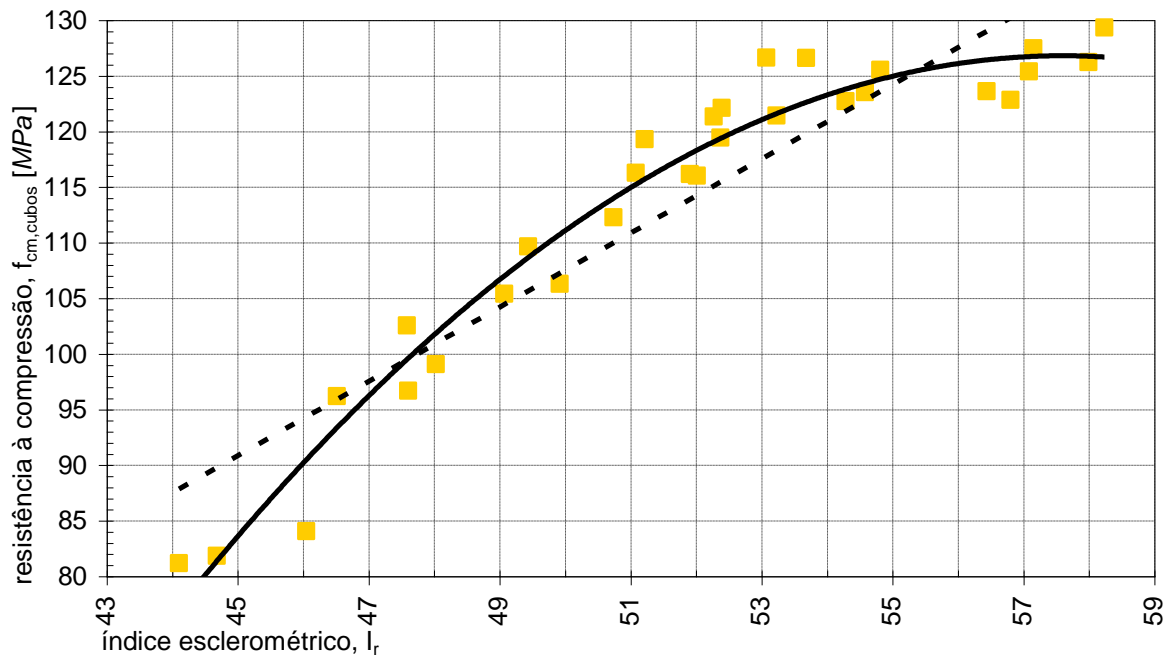


Gráfico 3.21: Resistência à compressão versus índice esclerométrico.

Observa-se que a função polinomial de grau 2 se ajustou melhor aos resultados obtidos para este betão de alta resistência do que a função típica para a correlação destas grandezas.

3.4 Conclusões

Neste sub-capítulo apresenta-se uma síntese das principais conclusões do estudo de caracterização das propriedades mecânicas dos betões de alta resistência realizado, incluindo os ensaios não-destrutivos. Optou-se por agrupar as conclusões em dois conjuntos de acordo com a organização do documento.

O betão produzido apresentou um valor nominal de resistência à compressão aos 28 dias de 120,8 *MPa*. As conclusões relativas aos ensaios de caracterização mecânica deste betão (§3.2) são as seguintes:

- (1) Observou-se um elevado valor da resistência à compressão (65,8 *MPa*) às 24 horas e um coeficiente de endurecimento aos 7 dias de 0,7.
- (2) O BAR apresentou relações entre as condições de fabrico e cura em fábrica e laboratório ($f_{cm,Fab}/f_{cm,Lab}$) superiores a 0,95, provavelmente devido ao elevado controlo de qualidade no fabrico e colocação do betão em fábrica. Estes resultados demonstram a inadequação da expressão existente no MC 90 [63] (equação (3.1)) para este BAR e confirmam as conclusões de outros estudos [25, 31, 124, 281].
- (3) A expressão empírica de correlação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão propostas pelo EC 2 [68] e BI nº228 do CEB [64] é a que mais se aproximam da correspondente curva experimental, embora se afaste progressivamente dos resultados obtidos com o aumento da resistência do betão.
- (4) A cinética da fluência é muito acentuada nos primeiros dias após o carregamento e, depois, reduz-se rapidamente. Para o carregamento às 24 horas de idade do betão, observa-se que após 24 horas, 7 dias, 28 dias e 84 dias de carregamento já ocorreu, respectivamente, cerca de 52%, 78%, 91% e 96% da deformação de fluência observada ao fim de 1 ano. Para o carregamento aos 7 dias de idade do betão, observa-se que 24 horas, 7 dias, 28 dias e 84 dias após o carregamento ocorreu, respectivamente, cerca de 42%, 68%, 86% e 94% da deformação de fluência observada ao fim de 1 ano.
- (5) As curvas de fluência deste BAR para as duas idades de carregamento, 24 horas e 7 dias, apresentam um andamento afim, pese embora a relação entre as deformações de fluência para as duas situações seja sensivelmente o dobro, a partir dos 28 dias (Gráfico 3.12).

- (6) A recuperação das deformações de fluência após descarga do BAR é reduzida (da ordem de 11%) para qualquer idade de carregamento. Este facto evidencia a elevada percentagem de deformação plástica permanente deste betão.
- (7) Os modelos de fluência (REBAP 83 [253], MC 90 [63] e EC 2[68]) mostraram-se inadequados para a previsão das deformações diferidas do BAR.
- (8) O modelo Bouygues-LCPC [36] (§3.1.7.5) ajustou-se bem às deformações de fluência medidas para ambas as idades de carregamento.
- (9) Embora fora do âmbito de aplicação do REBAP [253], verificou-se uma concordância acentuada entre os valores estimados por este regulamento e os resultados experimentais da retracção.
- (10) O modelo proposto pelo EC 2 [68] sobreavalia as deformações de retracção em cerca de 30% relativamente aos valores experimentais obtidos, enquanto o modelo proposto pelo MC 90 [63] as subavalia em cerca de 30%.

No que diz respeito às conclusões dos ensaios não-destrutivos (§3.3) podem resumir-se nas seguintes:

- (11) É possível estabelecer curvas de correlação entre os ensaios não-destrutivos realizados (determinação da resistência à compressão de carotes, determinação da velocidade de propagação de ultra-sons e determinação do índice esclerométrico) e a resistência à compressão do BAR com elevados coeficientes de correlação elevados.
- (12) No caso do ensaio de determinação da velocidade de propagação de ultra-sons, verificou-se que uma curva polinomial de grau 2 se adapta melhor aos resultados, ao contrário do que se verifica para os betões de resistência normal.
- (13) Finalmente, conclui-se que os ensaios não-destrutivos adoptados podem ser utilizados para controlo de qualidade de elementos estruturais durante a fase de construção, podendo ainda ser utilizados na inspecção de estruturas existentes.

C a p í t u l o 4

Comportamento à Rotura de Vigas de Grande Vão Prefabricadas em BAR Pré-Esforçado

4.1 Comportamento estrutural de betões de alta resistência

4.1.1 Introdução

Os betões de alta resistência permitem obter elementos estruturais mais esbeltos, com maior durabilidade e conseqüentemente mais económicos [12, 207]. Este facto tem contribuído, de forma decisiva, para a utilização crescente destes betões em edifícios [54, 71, 113, 210, 284], pontes [37, 99, 101, 113, 278, 282], em prefabricação [244, 260, 288] e em muitas outras obras.

A vantagem na utilização de BARs encontra-se sobretudo associada à redução das secções transversais dos elementos estruturais devido ao significativo aumento da resistência à compressão [128, 207, 244, 260].

Existem outras vantagens significativas na utilização de BARs. Baoyu *et al.* [41] concluíram que, para um incremento de 50% da resistência à compressão do betão, se observava um incremento de 10 vezes na resistência a ciclos de gelo/degelo, de 6 a 15 vezes na impermeabilidade, de 5 vezes na resistência à carbonatação, de 10 vezes na resistência ao ataque por iões de cloro, de 50 vezes na protecção das armaduras contra a corrosão e de 0,5 a 2,5 vezes na resistência à abrasão.

Neste capítulo, apresentam-se aspectos relevantes do comportamento estrutural dos BARs e os ensaios de caracterização do comportamento à rotura das vigas estudadas.

4.1.2 Comportamento em flexão dos betões de alta resistência

Relativamente aos elementos em betão de resistência normal, os estudos existentes sobre o

comportamento em flexão de elementos estruturais em BAR armado não referem diferenças significativas em regime elástico, contrariamente ao que se verifica em fase fendilhada [125].

Apresentando os BARs uma elevada resistência à compressão, com rotura explosiva, portanto acentuadamente frágil, coloca-se a questão dos elementos estruturais com eles fabricados apresentarem adequada ductilidade em flexão [6, 30, 55, 78, 106, 182, 231, 240].

A utilização de BARs permite a concepção de peças com secções transversais de menores dimensões, logo de menores pesos próprio [59, 128, 209, 260]. Menores dimensões implicam menores inércias, o que, em geral, se traduz por maiores deformações nesses elementos.

Pelo contrário, elementos em BAR apresentam menores deformações por fluência do que elementos semelhantes em betão de resistência normal, para idênticas condições de carregamento [74, 114, 177, 207, 234].

Relativamente à capacidade de rotação plástica de vigas contínuas em BAR, Shehata *et al.* [272] e Pecce e Fabbrocino [237], referem que os valores preconizados pelo MC 90 [63] e pelo EC 2 [68] são adequados.

Nos pontos seguintes, desenvolvem-se alguns dos aspectos atrás elencados.

4.1.2.1 Distribuição de tensões na secção

Os diagramas tensão-extensão, utilizados no estudo de secções de betão armado, vulgarmente usados nos códigos de betão estrutural, como por exemplo, Eurocódigo 2 [68], Código Modelo 90 do CEB/FIP [63], Código Americano ACI 318/318R [14] e REBAP [253] são geralmente do tipo representado na Figura 4.1: (a) parabólico-rectangular; (b) bilinear; e (c) rectangular.

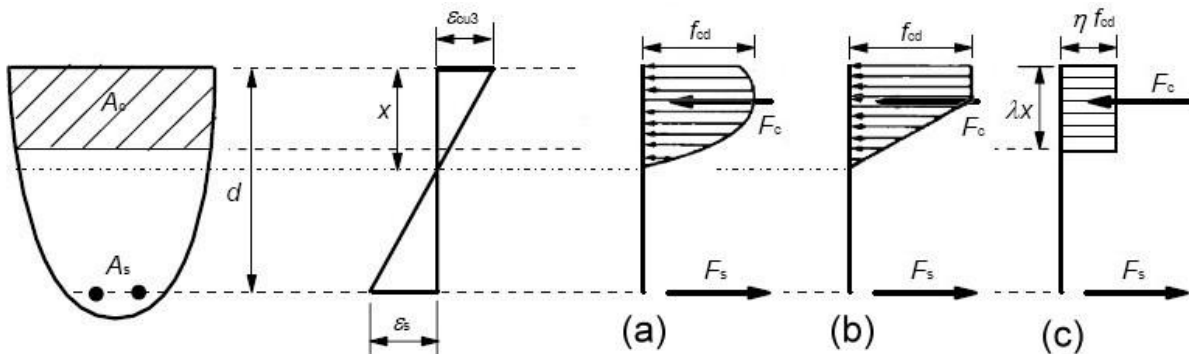


Figura 4.1: Distribuição de tensões para o dimensionamento de uma secção em flexão

Para o dimensionamento de elementos estruturais em betão armado sujeitos a flexão, o

Eurocódigo 2 [68] admite a utilização dos três tipos de diagramas referidos.

O diagrama parábola-rectângulo (Figura 4.2a) é definido pela expressão:

$$\text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad \sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (4.1)$$

$$\text{para } \varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad \sigma_c = f_{cd} \quad (4.2)$$

No caso dos betões de resistência normal ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$), os parâmetros que caracterizam o diagrama são os que se apresentam na segunda coluna do Quadro 4.1. Observa-se que estes parâmetros não dependem da resistência do betão.

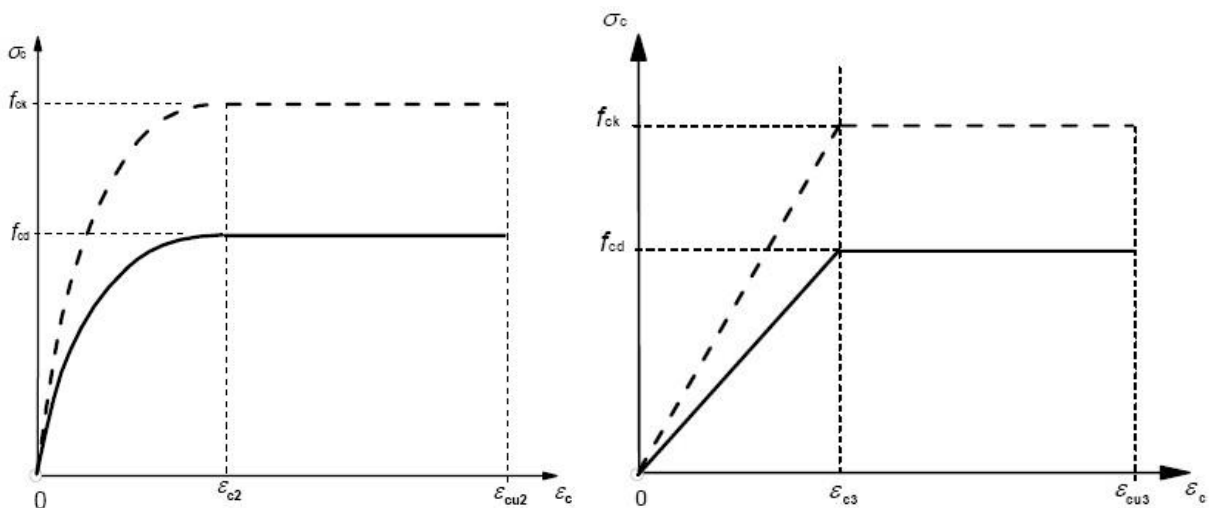


Figura 4.2: (a) diagrama parábola-rectângulo; (b) diagrama bilinear [68]

Conforme referido em §3.1.1.3, no caso dos BARs, o campo de comportamento elástico do diagrama tensão-extensão em compressão uniaxial aumenta com a resistência, reduzindo-se a extensão última. O EC 2 traduz este facto ajustando os referidos parâmetros através das expressões apresentadas na terceira coluna do Quadro 4.1.

No Gráfico 4.1 comparam-se os diagramas admitidos para três classes de resistência do betão: C25/30; C60/75 e C90/105 (a mais elevada prevista). À esquerda representam-se os diagramas parábola-rectângulo e bilinear e, à direita, o diagrama rectangular equivalente.

Quadro 4.1: Parâmetros dos diagramas de distribuição de tensões para dimensionamento de secções em flexão [68]

| Forma do diagrama | Betões de resistência normal $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ | Betões de alta resistência $50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$ |
|-------------------------|--|--|
| Parábola-rectângulo | $\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ [‰]}$ | $\epsilon_{c2} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$ |
| | $\epsilon_{cu2} = 3,5 \text{ [‰]}$ | $\epsilon_{cu2} = 2,6 + 35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4$ |
| | $n = 2$ | $n = 1,4 + 23,4 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4$ |
| Bilinear | $\epsilon_{c3} = 1,75 \text{ [‰]}$ | $\epsilon_{c3} = 1,75 + 0,55 \left(\frac{f_{ck} - 50}{40} \right)$ |
| | $\epsilon_{cu3} = 3,5 \text{ [‰]}$ | $\epsilon_{cu3} = 2,6 + 35 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4$ |
| Rectangular equivalente | $\lambda = 0,8$ | $\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$ |
| | $\eta = 1,0$ | $\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$ |

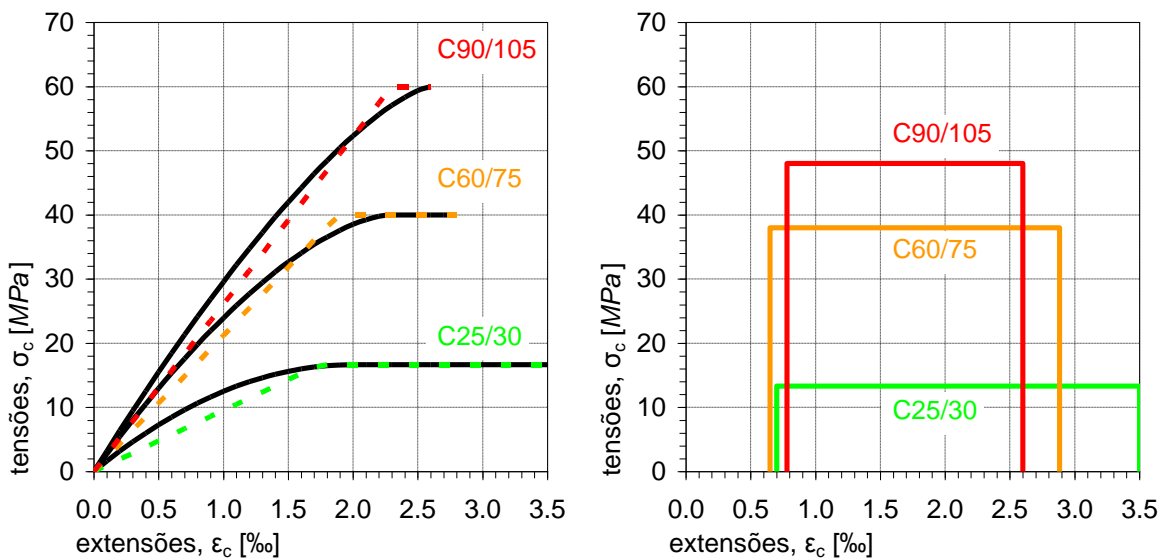


Gráfico 4.1: Comparação dos diagramas de distribuição de tensões para dimensionamento de uma secção em flexão preconizados pelo EC2.

O código modelo 90 do CEB/FIP [63] admite a utilização de dois tipos de diagramas: parábola-rectângulo e rectangular equivalente. O diagrama parábola-rectângulo é definido pela expressão [63]:

$$\text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq 0,002 \quad \sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{0,002} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{0,002} \right)^2 \right] \quad (4.3)$$

$$\text{para } 0,002 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad \sigma_c = 0,85 f_{cd} \quad (4.4)$$

com a extensão máxima na fibra mais comprimida definida por:

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} 0,0035 & \leftarrow f_{ck} \leq 50MPa \\ 0,0035 \left(\frac{50}{f_{ck}} \right) & \leftarrow 50MPa < f_{ck} \leq 80MPa \end{cases} \quad (4.5)$$

No MC 90 [63] admite-se a utilização de um diagrama rectangular equivalente, com uma tensão média ao longo de toda a secção comprimida ($\lambda=1$) igual a [63]:

$$\text{para secções não fissuradas} \quad \sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (4.6)$$

$$\text{para secções fissuradas} \quad \sigma_c = 0,60 f_{cd} \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (4.7)$$

válida para uma extensão máxima na fibra mais comprimida definida por:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 - 0,002 \frac{f_{ck}}{100} \quad (4.8)$$

O REBAP [253] utiliza para dimensionamento de betões até à classe C45/55 um diagrama parábola-rectângulo idêntico ao definido pelas expressões (4.3) a (4.5).

O diagrama de tensões do Código Americano ACI 318/318R [14] para dimensionamento de secções em flexão é o diagrama rectangular equivalente, definido pela expressão:

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \quad (4.9)$$

$$\text{com} \quad \lambda = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f_{cd} - 27,579}{6,895} \right) \geq 0,65 \quad (4.10)$$

assumindo uma extensão na fibra mais comprimida $\varepsilon_{cu}=3\%$, independente da resistência do betão.

Alguns autores [12, 131, 211, 271] consideram que este diagrama não é adequado ao

dimensionamento em flexão de secções em BAR, sugerindo a alteração dos seus parâmetros. Outros autores [207, 231] recomendam, para o dimensionamento de secções em BAR, a sua substituição por um diagrama do tipo bilinear adaptado ao comportamento real destes betões.

No Gráfico 4.2 comparam-se diferentes diagramas para um betão de resistência normal (C25/30) e para um BAR (C80/95). No gráfico da esquerda apresentam-se os diagramas parábola-rectângulo de acordo com o EC 2 [68] e o MC 90 [63]. No gráfico da direita apresentam-se os diagramas rectangulares equivalentes prescritos no EC 2 [68], MC 90 [63] e ACI 318/318R [14].

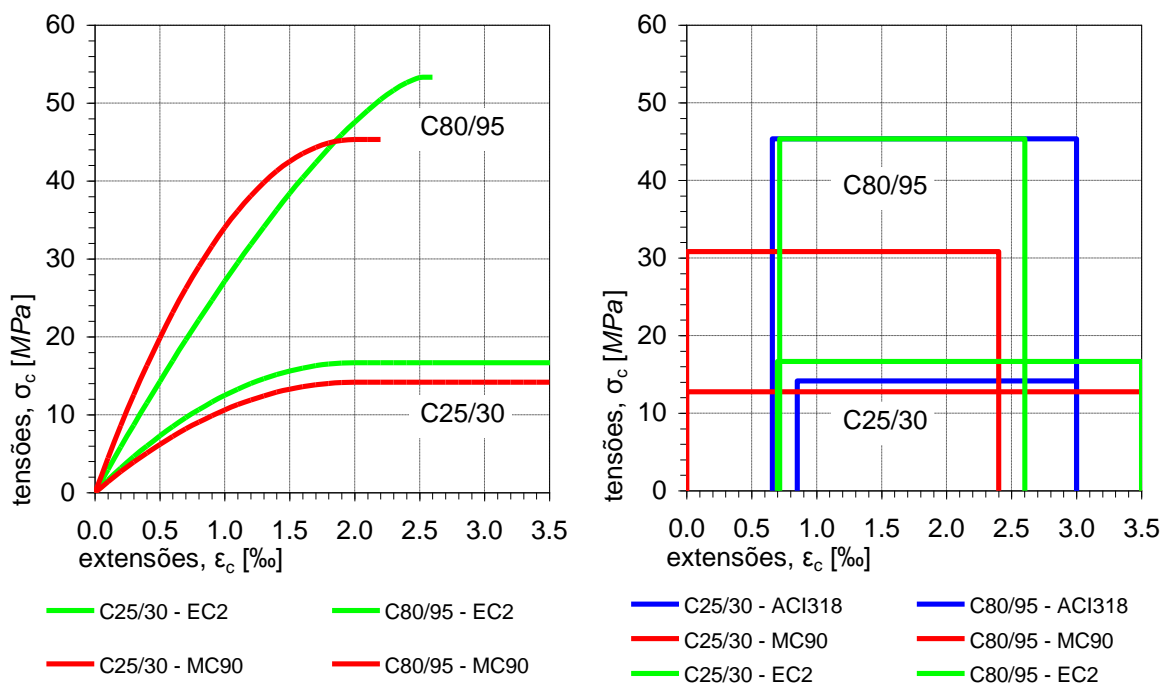


Gráfico 4.2: Comparação dos diagramas propostos por diferentes códigos para dimensionamento

Os diagramas atrás apresentados destinam-se ao dimensionamento em Estado Limite Último, não sendo por isso adequados para a análise estrutural não-linear de secções em flexão [125]. Do exposto no §3.1.1.3, conclui-se que o diagrama preconizado no EC 2 [68] (definido pela equação (3.8)) ou o proposto por Attard e Setunge [35] (definido pela equação (3.7)), serão os mais adequados para este fim.

4.1.2.2 Extensão máxima de compressão em flexão

Embora os BARs exibam valores da extensão correspondente à tensão máxima de compressão superiores aos betões de resistência normal, a extensão última é inferior (§3.1.1.3). Este comportamento observa-se quer em ensaios em compressão uniaxial, quer em ensaios de elementos sujeitos a flexão [207].

Para dimensionamento, o EC 2 [68] limita a extensão máxima de compressão em flexão (ε_{cu2} ou ε_{cu3} , consoante o diagrama considerado) em função da classe de resistência do betão. Para betões de resistência normal este parâmetro é 3,5‰, enquanto que para os BARs este parâmetro é dado pelas expressões apresentadas no Quadro 4.1.

O MC 90 [63] limita a extensão máxima de compressão a 3,5‰ para os betões de resistência normal ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$) e ao valor dado pela expressão (4.5) para os BARs ($50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 80 \text{ MPa}$).

O comité 363 do ACI considera que o valor de 3‰, prescrito pelo Código Americano ACI 318/318R [14], apesar de representar satisfatoriamente os resultados experimentais observados em elementos à flexão em BAR e betões de resistência normal, pode não ser adequado em algumas circunstâncias [12].

No Quadro 4.2 concretiza-se com betões da classe C25/30 e C80/95.

Quadro 4.2: Comparação da extensão máxima de compressão admitida por diferentes códigos para dimensionamento de secções em flexão

| Código | Betão de resistência normal $f_{ck}=25 \text{ MPa}$ | Betão de alta resistência $f_{ck}=80 \text{ MPa}$ |
|------------------------|--|--|
| EC 2 [68] | 3,50‰ | 2,60‰ |
| MC 90 [63] | 3,50‰ | 2,19‰ |
| REBAP [253] | 3,50‰ | - |
| ACI 318/318R:2002 [14] | 3,00‰ | 3,00‰ |

Para análise não linear do comportamento em flexão o EC 2 [68] limita a extensão máxima de compressão (ε_{cu1}) ao valor de 3,5‰ para os betões de resistência normal. Para os BARs ($50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$), o valor correspondente é função da resistência característica à compressão, de acordo com a expressão:

$$\varepsilon_{cu1} = 2,8 + 27 \left[\frac{98 - f_{cm}}{100} \right]^4 \quad (4.11)$$

4.1.2.3 Ductilidade de elementos estruturais em betão de alta resistência

Apresentando os BARs uma rotura em compressão de carácter mais frágil (Figura 3.2) do que o betão corrente a ductilidade de elementos em BAR sujeitos a flexão afigura-se como um aspecto importante do seu comportamento [55, 182, 231, 240].

Pastor *et al.* [231] ensaiaram vigas de betão com resistências entre 26 e 64 MPa, sem armadura transversal e simplesmente armadas (com uma percentagem de armadura definida para que as

armaduras atinjam a tensão de cedência quando o betão atinge a extensão máxima). Observaram que o índice de ductilidade das vigas, definido como a razão entre a flecha na rotura e a flecha na cedência das armaduras traccionadas, diminuiu de 3,5 para 1,1, com o aumento progressivo da resistência do betão.

Os mesmos autores [231], noutra série de ensaios, com vigas de betão com uma resistência de 60 MPa, com armadura transversal afastada de 30, 15 e 7,5 cm, duplamente armadas, com armadura de compressão de 50 e 100% da armadura de tracção. Observaram que a ductilidade aumentava com a armadura transversal, atingindo-se um índice de ductilidade superior a 8 para as vigas com armadura transversal afastada de 15 cm e igual armadura de compressão e tracção.

Estudos posteriores, realizados por Pendyala *et al.* [240] e por Lin e Lee [182], permitiram concluir que, apesar do carácter mais frágil da rotura à compressão do BAR, os elementos estruturais em BAR, que cumpram os requisitos de ductilidade dos códigos ACI318/318R [14], MC 90 [63] e EC 2 [68], exibem elevada ductilidade em flexão. Este comportamento pode ser explicado pela menor profundidade da linha neutra observada na rotura, o que permite uma maior extensão dos varões, mesmo em vigas com um considerável percentagem de armadura.

Carneiro *et al.* [55] ensaiaram vigas, duplamente armadas, com percentagens variáveis de armadura, e betões com uma resistência de 45, 90 e 150 MPa. Concluíram que o parâmetro mais importante para a ductilidade é a percentagem de armadura. Concluíram ainda que a utilização de elevadas percentagens de armadura conduz a bons desempenhos em termos de ductilidade com betões de alta e de muito alta resistência.

Relativamente aos problemas de rotura precoce para situações de diminuta quantidade de armadura, no sentido de assegurar uma adequada ductilidade em flexão, alguns autores recomendam a adopção de maiores percentagens mínimas de armadura em vigas realizadas com BAR, relativamente às realizadas com betões de resistência normal [6, 12, 30, 55, 78, 106, 231].

4.1.2.4 Flechas em fase de utilização

Tendo por objectivo com a utilização dos BARs a redução das secções das peças, a questão das deformações coloca-se com maior acuidade neste tipo de elementos.

De acordo com o comité 363 do ACI [12] a expressão (4.12) do momento de inércia efectivo (I_{ef}), preconizada pelo Código Americano ACI 318/318R [14], pode ser utilizada com boa aproximação para a determinação da inércia em fase fendilhada de vigas em BAR.

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (4.12)$$

com M_{cr} – momento de fissuração [kNm];

M_{max} – momento máximo [kNm];

I_c – momento de inércia da secção de betão [m^4], calculada em fase não fendilhada;

I_{cr} – momento de inércia da secção de betão [m^4], calculada em fase fendilhada;

Estudos, como os de Pastor *et al.* [231], Leubkeman *et al.* [180] e Paulson e Nilson [233] confirmam esta indicação.

Para vigas em BAR, Lambotte e Taerwe [177] sugerem a alteração do expoente do termo (M_{cr}/M_{max}) para valores superiores à terceira potência.

Para elementos estruturais sujeitos predominantemente à flexão, o Eurocódigo 2 [68] preconiza que o cálculo da flecha deve ser determinado por integração numérica das curvaturas calculadas ao longo do elemento. A curvatura real em cada secção é determinada por ponderação entre a curvatura em fase não fissurada (Estado I) e a curvatura em fase fissurada (Estado II) através da expressão:

$$\frac{1}{r} = (1 - \zeta) \frac{1}{r_I} + \zeta \frac{1}{r_{II}} \quad (4.13)$$

onde $\frac{1}{r}$ – estimativa da curvatura numa secção para a situação de solicitação considerada;

$\frac{1}{r_I}$ – curvatura determinada em Estado I, considerando a secção homogeneizada, não fissurada, contabilizando a participação do betão em tracção;

$\frac{1}{r_{II}}$ – curvatura determinada em Estado II, considerando a secção totalmente fissurada para a situação de solicitação considerada;

ζ – coeficiente de repartição assumindo o valor $\zeta=0$ para secções não fissuradas e assumindo o valor definido pela seguinte equação para secções fissuradas:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (4.14)$$

- β – coeficiente destinado a contabilizar a influência da duração ou da repetição do carregamento na extensão média das armaduras: $\beta=1,0$ para solicitações de curta duração e sem repetição; $\beta=0,5$ para solicitações de longa duração ou cíclicas;
- σ_{sr} – tensão nas armaduras traccionadas determinada para o nível de solicitação que provoca a formação da primeira fissura, assumindo a secção fissurada;
- σ_s – tensão nas armaduras traccionadas determinada para a situação de carregamento considerada, assumindo a secção fissurada.

O EC 2 admite, como simplificação, a substituição da relação (σ_{sr}/σ_s) pela relação (M_{cr}/M) .

O EC 2 [68] segue um procedimento idêntico ao preconizado no CEB/FIP *Design Manual on Cracking and Deformations* [60].

Sherif e Dilger [273], confrontaram resultados publicados com valores obtidos através do Código Canadano CSA A23.3-94 e do EC 2, relativas ao cálculo de deformações em vigas em BAR e betão de resistência normal. Concluíram que os procedimentos indicados naqueles códigos são adequados para qualquer tipo de betão.

4.1.3 Comportamento ao corte dos betões de alta resistência

Um dos aspectos que mais diferencia os BARs dos betões de resistência normal é o seu comportamento ao corte. Nos parágrafos seguintes abordam-se as principais diferenças observadas, nomeadamente no que diz respeito à resistência ao esforço transversal (§4.1.3.1), punçamento (§4.1.3.2) e torção (§4.1.3.3).

4.1.3.1 Resistência ao esforço transversal

A determinação da capacidade resistente ao esforço transversal preconizada em muitos códigos (ACI 318, AASHTO-LRFD, EC 2, MC 90, REBAP), é efectuada a partir de modelos baseados em treliças, associando a contribuição das armaduras específicas de esforço transversal ($V_{rd,s}$) e a contribuição do betão ($V_{rd,c}$). A contribuição do betão ($V_{rd,c}$) compreende o efeito de arco, o efeito de ferrolho, o efeito de consola e o efeito de interbloqueamento dos agregados, entre outros.

O facto da superfície de rotura dos BARs ser consideravelmente diferente da dos betões de resistência normal (ver Figura 2.3), faz antecipar que na resistência ao corte o efeito de interbloqueamento dos agregados nas superfícies das fendas de esforço transversal seja menor ou mesmo inexistente [207]. Alguns estudos confirmam que o efeito de interbloqueamento dos agregados nas superfícies de uma fenda de esforço transversal se reduz com o aumento da resistência do betão [6, 17, 18, 104, 105, 165, 213, 214, 239].

Em ensaios realizados com betões de resistência à compressão de 69, 117 e 124 MPa, Roller e Russel [257] concluíram que as recomendações existentes no Código Americano ACI 318-89 [9] para betão de resistência normal, eram adequados para BARs, desde que as vigas tivessem elevadas percentagens de armadura longitudinal.

Xie *et al.* [296] e Yoon *et al.* [300] concluíram que a armadura mínima de esforço transversal em vigas de BAR, especificada nos códigos americano (ACI 318-89) e canadiano (CSA A23.3-94), eram insuficientes para garantir adequada ductilidade na fissuração por esforço transversal. Atribuíram esta insuficiência de armadura mínima de esforço transversal ao facto desta ser quantificada de forma independente da resistência do betão.

Estudos mais recentes [102, 103, 169, 188, 202] vieram demonstrar que a redução do efeito de interbloqueamento dos agregados nas superfícies de uma fenda de esforço transversal com o aumento da resistência do betão, se traduz numa redução em 15 a 20% da capacidade resistente ao esforço transversal de vigas com reduzida armadura específica de esforço transversal ($\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w s \sin \alpha} < 0,15\%$).

Kaufman e Ramirez [159], utilizando um modelo baseado na treliça de *Mörsch* modificada, concluíram ser vantajosa a utilização de BARs em vigas pré-esforçadas. Observaram que o aumento da resistência do betão se traduzia num aumento da capacidade das bielas comprimidas, aumentando a eficiência das armaduras da treliça, a mobilização de mais estribos e um incremento da capacidade resistente do conjunto.

Kuchma e Kim [176] confrontaram as disposições de diferentes códigos (Código Americano ACI 318/318R-02 [14], AASHTO – LRFD [3] e Eurocódigo 2 - versão de Dezembro de 1991) com ensaios ao esforço transversal de vigas em betão armado e pré-esforçado constantes numa base de dados [175] com 1287 resultados experimentais.

Apresentam-se, na Figura 4.3, cinco características das peças ensaiadas, constantes da referida

base de dados de esforço transversal [175] : a resistência à compressão do betão (f_{ck}); a altura útil da secção (d); a percentagem de armadura longitudinal (ρ_l); a relação do afastamento da armadura de esforço transversal em relação à altura útil (s/d); e o esforço transversal resistente das armaduras específicas de esforço transversal ($V_{rd,s}$).

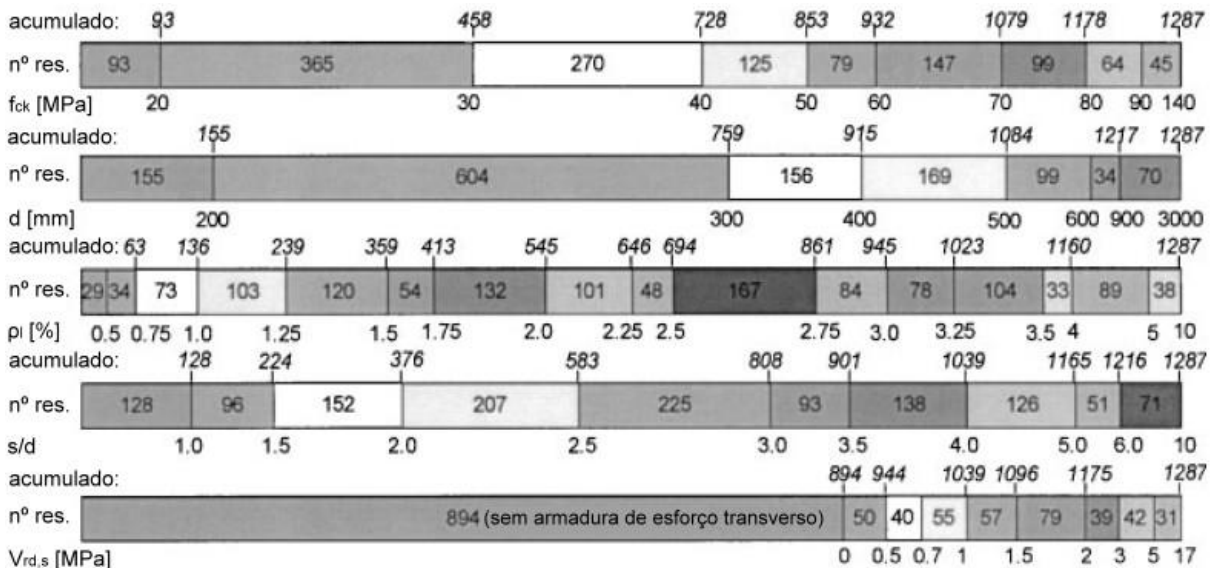


Figura 4.3: Distribuição dos resultados na base de dados de esforço transversal em vigas [175]

Kuchma e Kim [176] analisaram a limitação da resistência à compressão máxima do betão, a limitação do esforço transversal resistente máximo, a percentagem de armadura de esforço transversal mínima, o afastamento máximo da armadura de esforço transversal e os limites aplicados à influência no mecanismo de resistência ao esforço transversal do betão e das armaduras.

Em todos os códigos anteriormente referidos, a contribuição da armadura específica de esforço transversal ($V_{rd,s}$) é directamente proporcional ao valor da co-tangente do ângulo que a biela de compressão faz com a horizontal, no modelo de treliça adoptado.

No ACI 318/318R-02 [14] este ângulo assume um valor fixo de 45°, no AASHTO-LRFD [3] e no EC 2 [68] admite-se que varie entre 18° e 45°, e 22° e 45°, respectivamente. A título indicativo, refira-se que para o limite de 18°, o valor da resistência ao esforço transversal é triplo relativamente ao valor referente ao ângulo de 45°.

No ACI 318/318R-02 [14] a contribuição do betão para a resistência ao esforço transversal encontra-se relacionada com a fissuração diagonal, enquanto que no AASHTO-LRFD [3], a sua quantificação é realizada com base na teoria do campo de compressões modificado das bielas

[77, 102, 127, 165, 289]. No EC 2 [68], só é contabilizada quando não é necessária armadura específica de esforço transverso.

No Quadro 4.3, encontra-se indicada a limitação de alguns parâmetros referentes à verificação do ELU de esforço transverso de diferentes códigos.

Quadro 4.3: Limites de aplicação das disposições de esforço transverso de diferentes códigos

| Parâmetro | ACI 318/318R-02 [14] | AASHTO-LRFD [3] | EC 2 [68] |
|--|---|---|---|
| Resistência à compressão do betão† | se $A_v \geq A_{v,\min}$: sem limitação se $A_v < A_{v,\min}$: $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$ | $16 \leq f'_c \leq 70 \text{ MPa}$ | sem limitação |
| Esforço transverso resistente máximo | $V_n \leq \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$ com $V_c \leq \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$ | $V_n \leq 0,25 f'_c b_v d_v$ | $V_{Rd,\max} = 0,9 d \alpha_{cw} b_w v_1 f_{cd} \frac{\cot \theta - \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$ ‡ |
| Armadura mínima de esforço transverso | se $V_u > 0,375 V_c$, $A_v \geq 0,0625 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \geq \frac{b_w s}{3 f_y}$ | se $V_u > 0,45 V_c$, $A_v = 0,083 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y}$ | $A_{sv} \geq 0,08 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{yk} \sin \alpha}$ |
| Espaçamento máximo da armadura de esforço transverso | se $V_s \leq \sqrt{f'_c} b_w d / 3$, $S_{\max} \leq d / 2 \leq 600 \text{ mm}$ se $V_s > \sqrt{f'_c} b_w d / 3$, $S_{\max} \leq d / 4 \leq 300 \text{ mm}$ | se $v_u < 0,125 f'_c$, $S_{\max} = 0,8 d_v \leq 600 \text{ mm}$ se $v_u \geq 0,125 f'_c$, $S_{\max} = 0,4 d_v \leq 300 \text{ mm}$ | $s_{l,\max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha)$ |

Notas:

† $f'_c \approx f_{ck} / 0,9$

‡ α_{cw} assume os seguintes valores:

| | | |
|---------------------------------|------|--|
| 1 | para | elementos sem pré-esforço |
| $1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$ | para | $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$ |
| 1,25 | para | $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,50 f_{cd}$ |
| $2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ | para | $0,50 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq f_{cd}$ |

v_1 assume os seguintes valores:

| | | |
|----------------------------|------|------------------------------|
| 0,6 | para | $f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$ |
| $0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5$ | para | $f_{ck} > 60 \text{ MPa}$ |

Kuchma e Kim [176] não consideram justificável as diferenças entre os valores do esforço transverso máximo admissível, propostos pelos vários códigos, nem entre as expressões que determinam a armadura mínima de esforço transverso. Atribuem essas diferenças ao facto de não existir um modelo consensual de resistência ao esforço transverso e ao facto dessas especificações originarem de um conjunto de resultados experimentais diferentes e limitados. Atente-se, por exemplo, a limitação do valor máximo do esforço transverso resistente que, no ACI 318/318R-02, apresenta valores 2,5 vezes inferiores aos outros códigos.

4.1.3.2 Resistência ao punçoamento

O uso de BARs pode melhorar a resistência ao punçoamento, permitindo a transferência de maiores esforços nas ligações pilar-laje [120, 204, 221, 248].

Ngo [221] baseando-se em vários estudos, realizados sobre a resistência ao punçoamento de lajes em BAR, concluiu que a generalidade das recomendações existentes no Eurocódigo 2 e no Código Australiano AS 3600, são adequadas para betões com resistência à compressão até 100 *MPa*.

4.1.3.3 Resistência à torção

Rasmussen e Baker [249, 250] apresentaram as conclusões de um estudo comparativo sobre o comportamento em torção pura de vigas armadas em BAR e betões de resistência normal. Ensaíram 3 vigas por cada tipo de betão, com uma resistência à compressão de 30, 50, 70 e 110 *MPa*. Observaram que, independentemente da resistência do betão, todas as vigas fissuraram para iguais percentagens da sua capacidade à torção. Concluíram que existem vantagens na utilização de BAR em vigas sujeitas a torção pura porque a largura de fendas é menor.

Koutchoukali e Belarbi [170] ensaiaram em torção pura nove vigas de BAR à escala real. Os parâmetros estudados foram a resistência do betão (até 95 *MPa*) e a percentagem de armadura de torção, tendo sido considerados desde valores inferiores aos mínimos recomendados, até ao valor correspondente à ocorrência simultânea de fissuração e plastificação do aço. Com a intenção de manter a inclinação das fissuras de torção a 45°, as percentagens de armadura eram iguais na direcção longitudinal e transversal. Os resultados mostraram que a armadura mínima definida no Código Americano ACI 318 é inadequada para a torção de equilíbrio de vigas em BAR. Esta conclusão é confirmada por Fang *et al.* [107]

Koutchoukali e Belarbi [170] verificaram ainda que a capacidade resistente à torção de vigas com insuficiente armadura transversal de torção era independente da resistência do betão. Estes autores concluíram que a armadura longitudinal de torção tem mais importância no controle da dimensão das fissuras do que a armadura transversal de torção.

Bernardo [46], num trabalho experimental de caracterização do comportamento em torção pura de vigas em caixão fabricadas com betões de resistência compreendida entre 46 e 97 *MPa*, concluiu que:

- o comportamento em fase não fissurada (Estado I) das vigas realizadas com BARs é fundamentalmente regido pelo betão, à semelhança do observado para vigas em betão de resistência normal;
- o início da fissuração das vigas é independente da resistência do betão e é retardado, com o aumento da taxa de armadura de torção;
- após início da fissuração (Estado II), a influência da percentagem de armadura na rigidez de torção é muito significativa, substituindo-se à importância da resistência do betão;
- as vigas com percentagens de armadura mais elevadas evidenciaram uma quebra de rigidez antes da rotura e sofreram uma rotura mais frágil; este comportamento foi acentuado com o aumento da resistência do betão;
- de uma forma geral, o uso de BAR melhora o comportamento das vigas à torção, para percentagens de armadura semelhantes, reflectindo-se num incremento da rigidez de torção, do momento torsor de fissuração e da capacidade última.

4.1.4 Aderência de armaduras e ancoragens

A formulação habitual dos problemas de aderência das armaduras ao betão baseia-se, largamente, em trabalhos e ensaios realizados com betões de resistência à compressão da ordem dos 30 *MPa* [12].

Mais recentemente, foram realizados estudos sobre esta matéria com BARs apresentando-se, seguidamente, algumas das principais conclusões dos mesmos.

Aziznamini *et al.* [40] observaram que a tensão de aderência média na rotura, em BARs, era inferior à observada em betões de resistência normal e que esse valor diminuía à medida que crescia o comprimento de amarração. Atribuíram esse fenómeno ao aumento da capacidade de carga do betão na zona contígua às nervuras do varão, para os BARs. O aumento da capacidade de carga do betão reflecte-se numa maior resistência ao esmagamento e reduz o escorregamento do varão conduzindo a uma concentração das tensões junto às primeiras nervuras do varão no lado da solicitação. A concentração de tensões de aderência provoca um aumento das forças de tracção no betão, originando uma rotura por arrancamento de um cone de betão, antes de se atingir uma distribuição uniforme de tensões ao longo do comprimento de

amarração ou antes de mobilizar a totalidade da capacidade de aderência, tal como ocorre com os betões de resistência normal (Figura 4.4).

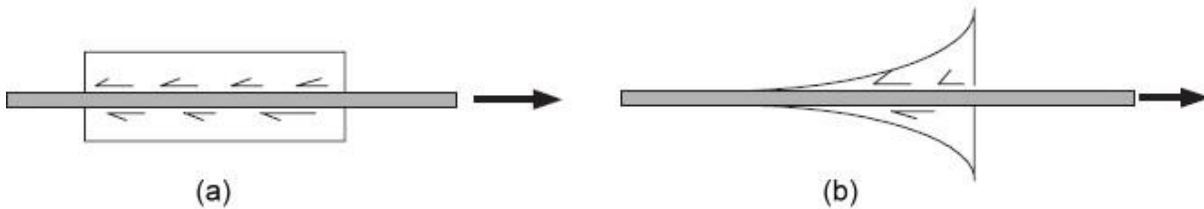


Figura 4.4: Diagramas de distribuição de tensões de aderência idealizados para:
(a) betões de resistência normal e (b) betões de alta resistência.

Num estudo posterior, Azizinamini *et al.* [39] concluíram que o aumento de comprimento de aderência não favorece a ductilidade devendo-se, para esse fim, adoptar uma quantidade significativa de armadura transversal. Em particular, indicam que o comprimento de aderência especificado no ACI 318-95 para vigas sem armadura transversal será adequado se simultaneamente se adoptar uma armadura transversal com área de pelo menos 50% da área das armaduras a emendar/amarrar.

Darwin *et al.* [83] e Zuo e Darwin [303], comparando estatisticamente os resultados de um grande número de ensaios com betões de resistência compreendida entre 17 e 110 *MPa*, concluíram que a influência da resistência do betão na capacidade de aderência se correlaciona correctamente com a raiz quarta da tensão de rotura à compressão do betão. Refira-se que o Código Americano ACI 318 faz depender a resistência da ligação por aderência da raiz quadrada deste parâmetro, enquanto que no EC 2 [68] esta grandeza varia com o quadrado da raiz cúbica da resistência característica à compressão.

Para BARs até 108 *MPa*, Zuo e Darwin [303] concluíram que a resistência de emendas por sobreposição aumenta com o aumento da área relativa das nervuras e com o diâmetro dos varões. Observaram ainda que a utilização de agregados grossos mais resistentes resulta num aumento da capacidade da emenda e que, quanto maior a quantidade de agregado grosso, maior é a contribuição da armadura transversal no aumento da resistência da emenda.

Mendis e French [208] confrontaram os resultados de seis estudos com as recomendações do Código Americano ACI 318-95 tendo concluído que as prescrições aí contidas podiam conduzir a um dimensionamento de comprimentos de amarração insuficientes para betões de resistência superior a 62 *MPa*.

Yerlici e Özturan [298] observaram que a resistência por aderência aumenta com o aumento da

resistência do betão, da espessura do recobrimento e da percentagem de armadura transversal, diminuindo com o aumento do diâmetro dos varões.

Harajli [123] fez um estudo analítico comparativo em que utilizou um modelo local de tensão/escorregamento, baseado em resultados experimentais, da resistência média por aderência na rotura entre armaduras embebidas em BARs e em betões de resistência normal. Os resultados do modelo apresentaram uma excelente concordância com os resultados experimentais. A análise previu uma tensão de aderência marcadamente não uniforme ao longo do comprimento de aderência na rotura, particularmente para os BARs.

O EC 2 [68] considera para a determinação do comprimento de aderência um diagrama de tensões de aderência constante. Este código limita o valor da tensão de aderência, em função das características da superfície do varão, da resistência à tracção do betão e do confinamento, definido como função do recobrimento e armadura transversal.

O EC 2 [68] define a tensão última de aderência (f_{bd}) a partir da expressão

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2.f_{ctd} \quad (4.15)$$

com f_{ctd} – valor de cálculo da resistência à tracção, limitado ao valor máximo da classe de resistência C60/70;

η_1 – parâmetro relacionado com as condições de aderência e a posição das armaduras durante a betonagem (assume o valor 1,0 para boas condições de aderência e 0,7 para as restantes situações);

η_2 – parâmetro relacionado com o diâmetro das armaduras e definido pelas expressões:

$$\begin{aligned} \text{para } \phi \leq 32 \text{ mm} \quad \eta_2 &= 1,0 \\ \text{para } \phi > 32 \text{ mm} \quad \eta_2 &= (132 - \phi) / 100 \end{aligned}$$

O comprimento de ancoragem efectivo define-se no EC 2 a partir da expressão

$$l_{bd} = \alpha_1\alpha_2\alpha_3\alpha_4\alpha_5 \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (4.16)$$

com σ_{sd} – tensão de dimensionamento da armadura a ancorar;

α_1 a α_5 – coeficientes de acordo com os valores constantes no Quadro 4.4;

p – pressão transversal em MPa;

c_d – recobrimento das armaduras;

- ϕ – diâmetro do varão;
- K – parâmetro que assume os valores representados na Figura 4.5;
- λ – parâmetro definido pela relação:

$$\lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s} \quad (4.17)$$

onde A_{st} – área da armadura transversal de reforço ao longo do comprimento de amarração;

$A_{st,min}$ – área da armadura transversal de reforço mínima assumindo o valor $0,25A_s$ para vigas e 0 para lajes;

A_s – área do maior varão a ancorar.

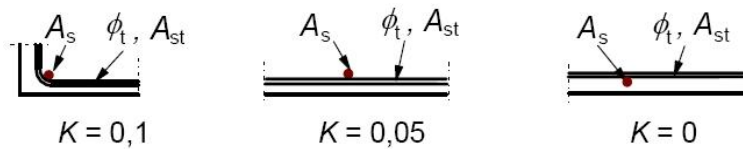


Figura 4.5: Valor do parâmetro K para vigas e lajes [68]

A limitação do valor f_{ctd} ao valor máximo da classe de resistência C60/70, na determinação da tensão última de aderência, pretende atender ao aumento de fragilidade evidenciada pelos BARs, podendo não ser considerada se justificada experimentalmente. Uma limitação semelhante é usada no código ACI 318 o que, de acordo com Azizinamini *et al.* [39], se deve a falta de suporte experimental e por motivos de segurança.

Quadro 4.4: Valores dos coeficientes α_1 a α_5 [68]

| Factor | Tipo de ancoragem | Armaduras em tracção | Armaduras em compressão |
|---|-------------------|--|-------------------------|
| Forma da ancoragem | Sem dobragem | $\alpha_1=1,0$ | $\alpha_1=1,0$ |
| | Outras formas | $\alpha_1=0,7$ se $c_d > 3\phi$ Outros casos $\alpha_1=1,0$ | $\alpha_1=1,0$ |
| Recobrimento das armaduras | Sem dobragem | $0,7 \leq \alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \phi) / \phi \leq 1,0$ | $\alpha_2=1,0$ |
| | Outras formas | $0,7 \leq \alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - 3\phi) / \phi \leq 1,0$ | $\alpha_2=1,0$ |
| Confinamento por armaduras não soldadas à armadura longitudinal | Todos os tipos | $0,7 \leq \alpha_3 = 1 - K\lambda \leq 1,0$ | $\alpha_3=1,0$ |
| Confinamento por armaduras soldadas à armadura longitudinal | Todos os tipos | $\alpha_4=0,7$ | $\alpha_4=1,0$ |
| Confinamento por pressão transversal | Todos os tipos | $0,7 \leq \alpha_5 = 1 - 0,04p \leq 1,0$ | - |

4.2 Estudo das vigas de grande vão em BAR pré-esforçado

4.2.1 Introdução

Nos anos 80 surgem os primeiros trabalhos destinados a caracterizar as propriedades dos BARs e os seus processos de fabrico. Os estudos destinados a avaliar as potencialidades da sua utilização em elementos estruturais predominantemente sujeitos a flexão apenas surgem na última década [37].

Os primeiros estudos para avaliar as potencialidades da utilização dos BARs em vigas pré-esforçadas de grande vão, utilizadas normalmente na execução de longarinas de tabuleiros de pontes, foram desenvolvidos por alguns departamentos viários dos Estados Unidos da América, nomeadamente, no LDoTD e no TxDOT, nos estados do Louisiana e do Texas, respectivamente [128, 256, 258, 260].

Durning e Rear [101] estudaram a viabilidade e desempenho dos BARs para a execução de longarinas de pontes. Concluíram que, com um aumento da resistência do betão de 50%, é possível aumentar em 20% os vãos máximos. Concluíram ainda que a utilização de betões de resistência superior a 70 *MPa* (10000 *psi*) permite uma duplicação do espaçamento entre longarinas AASHTO tipo C ou tipo IV [4].

Russell [260] verificou que a utilização de BAR em elementos de tabuleiros de pontes em betão, pode trazer as seguintes vantagens: a redução da secção transversal dos elementos, a possibilidade de se atingirem maiores vãos e a diminuição do número de longarinas, traduzindo-se desta forma em soluções significativamente mais económicas.

Aymond e Theobald [37] apresentam conclusões idênticas relativamente a uma obra de arte com vigas prefabricadas pré-esforçadas, com um betão de 70 *MPa* (10000 *psi*) de resistência.

4.2.2 Concepção e critérios de dimensionamento das vigas

Constata-se actualmente a inexistência de uma vantagem económica nítida em ultrapassar os 30 *m* em vãos de naves industriais e de viadutos, realizados com vigas prefabricadas. Por este motivo, considerou-se interessante o estudo de um elemento em BAR, capaz de vencer um vão significativamente superior, apresentando uma esbelteza acentuada, mais elevada do que o valor

de cerca de $1/30$ do vão, habitualmente encontrado neste tipo de elementos.

Tendo-se desenvolvido um betão com uma resistência da ordem de 120 MPa , atentando-se no interesse do patrocinador em desenvolver um produto competitivo, e ponderadas as potenciais aplicações e a capacidade das secções correntemente utilizadas nestes elementos estruturais [37, 128, 247, 260], definiu-se como objectivo deste estudo o desenvolvimento de uma secção em I para um vão da ordem dos 40 m e esbelteza com um valor de cerca de $1/40$ do vão.

As dimensões dos espaços laboratoriais e as características do equipamento de aplicação de cargas e de medida disponíveis condicionaram a realização dos ensaios a elementos estruturais com dimensão máxima de 20 m . Optou-se então pelo fabrico de vigas à escala $1/2$, dado ser ainda possível a utilização de armaduras e agregados correntes, considerando uma secção transversal de dimensões não demasiado reduzidas. Com esta escala garante-se ainda valores aceitáveis dos seguintes parâmetros: condições de betonagem, dimensão máxima do agregado, espessuras mínimas, dimensão e densidade das armaduras.

Pese embora a escala, trata-se ainda de um ensaio com elementos estruturais esbeltos de grande vão, não existindo referência a um trabalho desta natureza em Portugal, verificando-se também serem escassas as referências a ensaios experimentais com vãos desta ordem no estrangeiro [51, 256, 258].

Adoptaram-se os princípios de análise e dimensionamento contidos no Eurocódigo 2 [68]. Consideraram-se no cálculo os valores nominais obtidos nos ensaios de caracterização mecânica dos materiais (§3.2). No que concerne às armaduras ordinárias e às armaduras de pré-esforço, os valores considerados foram obtidos com ensaios realizados no DEC-FCTUC ou fornecidos pelos fabricantes, apresentando-se nos Quadros 4.5 a 4.7.

O diagrama tensão-extensão do betão, adoptado para o dimensionamento e posterior análise de comportamento das vigas, foi o definido pela expressão (3.8). Para as armaduras admitiram-se diagramas tensão-extensão, com base nos valores medidos. Em ambos os casos, em conformidade com o EC 2 [68].

Como ferramenta de apoio à concepção desenvolveu-se um programa de cálculo automático de análise de secções em betão armado pré-esforçado que se descreve no §4.2.3.

Quadro 4.5: Resultados dos ensaios de conformidade das armaduras ordinárias (A 500 ER) de acordo com a norma EN 10080 [70]

| Lote | \varnothing [mm] | \varnothing_{ef} [mm] | f_t [MPa] | $f_{0,2k}$ [MPa] | ϵ_{uk} [%] | f_R [mm ²] | Dobragem |
|----------|-----------------------|----------------------------|----------------|---------------------|------------------------|-----------------------------|----------|
| 41909486 | 5,0 | 5,0 | 652 | 611 | 11,5 | 0,043 | Boa |
| 41909486 | 5,0 | 5,0 | 652 | 610 | 12,0 | 0,040 | Boa |
| 41909486 | 5,0 | 5,0 | 650 | 609 | 11,4 | 0,043 | Boa |
| 41909486 | 5,0 | 5,0 | 635 | 589 | 11,0 | 0,043 | Boa |
| 41909486 | 5,0 | 5,0 | 647 | 605 | 11,8 | 0,043 | Boa |
| 41909486 | 5,0 | 5,0 | 640 | 601 | 11,4 | 0,042 | Boa |

Quadro 4.6: Resultados dos ensaios de conformidade das armaduras de pré-esforço (Y 1860 S) de acordo com a norma E-453:2002 [186]

| Lote | \varnothing [mm] | A_{ef} [mm ²] | f_{pk} [MPa] | $f_{p0,1k}$ [MPa] | ϵ_{uk} [%] | E_p [GPa] | ρ_{1000} [%] |
|--------|-----------------------|--------------------------------|-------------------|----------------------|------------------------|----------------|----------------------|
| 242262 | 9,30 | 52,77 | 2043 | 1944 | 5,79 | 196,934 | Max. 2,5 |
| 192660 | 9,30 | 52,15 | 1960 | 1783 | 4,37 | 190,740 | Max. 2,5 |
| 192670 | 9,30 | 52,74 | 1983 | 1789 | 4,96 | 190,442 | Max. 2,5 |
| 192676 | 9,30 | 52,56 | 1944 | 1779 | 4,52 | 192,327 | Max. 2,5 |
| 192698 | 9,30 | 52,35 | 1943 | 1778 | 5,36 | 189,871 | Max. 2,5 |

Quadro 4.7: Resultados dos ensaios de caracterização da composição química do aço da armadura de pré-esforço

| Lote | C [%] | Mn [%] | Si [%] | P [%] | S [%] |
|--------|----------|-----------|-----------|----------|----------|
| 242262 | 0,80 | 0,68 | 0,26 | 0,011 | 0,004 |
| 192660 | 0,80 | 0,71 | 0,28 | 0,011 | 0,006 |
| 192670 | 0,81 | 0,80 | 0,28 | 0,013 | 0,008 |
| 192676 | 0,79 | 0,71 | 0,28 | 0,012 | 0,008 |
| 192698 | 0,80 | 0,71 | 0,29 | 0,012 | 0,007 |

Relativamente à geometria da secção, fixou-se a sua altura em 50 cm e a largura dos banzos em 30 cm. A espessura mínima do banzo inferior fixou-se em 75 mm e a do banzo superior em 60 mm. As dimensões dos banzos foram condicionadas pelos cordões seleccionados, com 9,3 mm ($\frac{3}{8}$ ") de diâmetro; pelo espaçamento permitido pela mesa destinada ao fabrico das vigas, de 50 mm na horizontal e de 30 mm na vertical; e por um nível de pré-compressão no betão devido ao pré-esforço da ordem de 30 MPa, o que exigiu a colocação de duas camadas de 6 cordões. O decaimento dos banzos fixou-se em 25 e 15 mm, respectivamente para o banzo inferior e superior, de modo a garantir condições adequadas de betonagem. A espessura da alma fixou-se

em 75 mm, dimensão mínima para garantir o trânsito do betão fresco.

As armaduras longitudinais ordinárias e as armaduras transversais foram definidas de acordo com o EC 2. A armadura ordinária é constituída por varões $\phi 5$ mm em aço A 500 ER. A armadura de pré-esforço é constituída por cordões em aço de baixa relaxação (Y 1860 S) segundo as especificações prEN 10138, ASTM A416/A416M [32] e BS 5896 Super [52]. A armadura transversal é constituída por varões de diâmetro $\phi 5$ mm em aço A 500 ER com um espaçamento constante de 15 cm ao longo de toda a viga.

No banzo superior recorreu-se à colocação de dois cordões não aderentes destinados ao controlo da descompressão durante o período de tempo entre a aplicação do pré-esforço e o carregamento das vigas. Apresenta-se na Figura 4.6 a secção transversal da viga I adoptada nos ensaios.

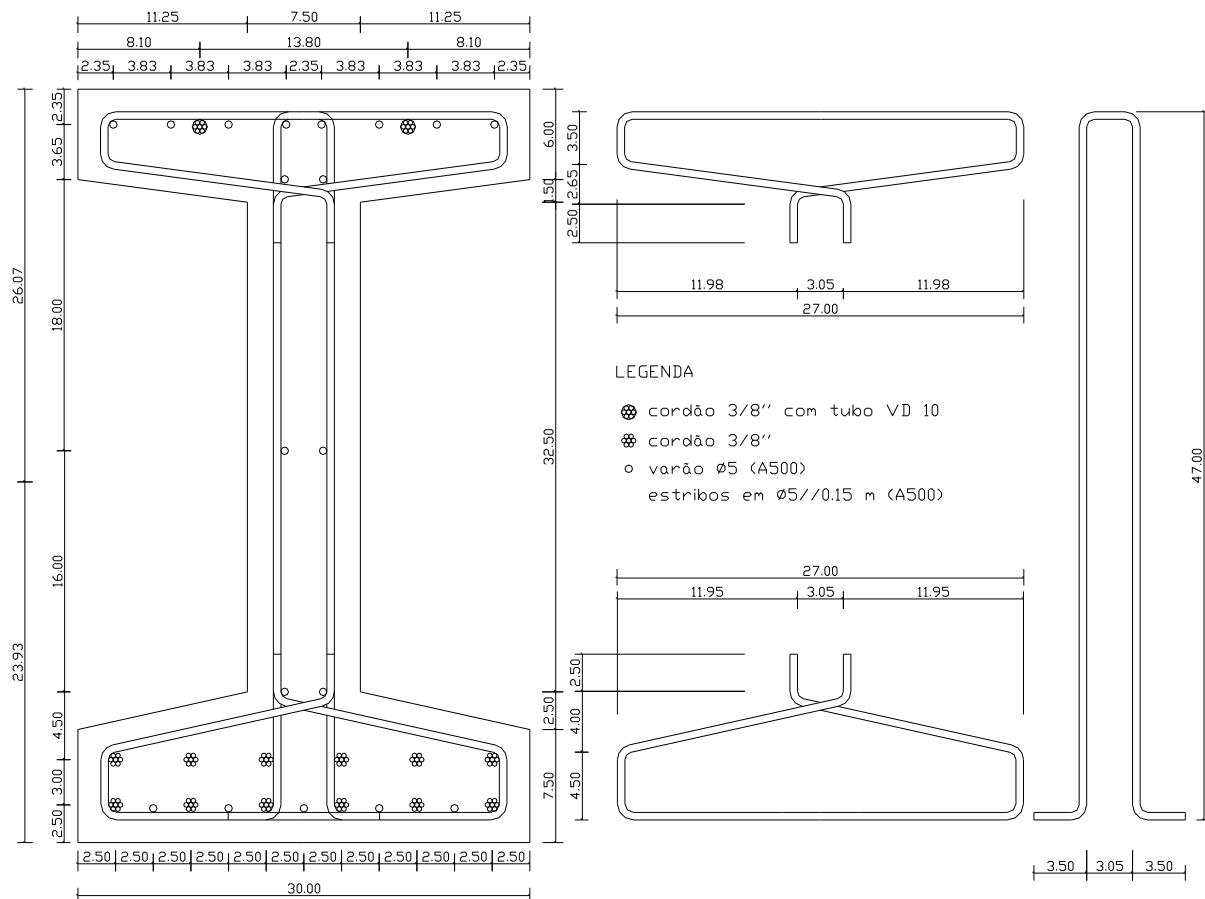


Figura 4.6: Desenho de pormenor da secção das vigas de grande vão prefabricadas em betão de alta resistência pré-esforçado

O pré-esforço inicial aplicado nos cordões de pré-esforço foi de 1430 MPa, tensão correspondente a cerca de 70% da tensão última do aço seleccionado para o fabrico das vigas.

Utilizando o programa de cálculo automático desenvolvido (§4.2.3), obteve-se para o momento resistente da viga um valor de 578 kNm , admitindo uma extensão última de compressão para o betão de $2,8\%$, de acordo com o EC 2 [68]. O esforço transversal resistente é 167 kN , também de acordo com o EC 2.

Verificou-se a segurança ao esmagamento do betão nos pontos de aplicação das cargas concentradas, assim como das reacções de apoio.

4.2.3 Descrição do programa de análise de secções em betão armado pré-esforçado

O programa de cálculo automático que se apresenta neste ponto permite fazer dois tipos de análise:

- dada uma solicitação, determinar a tensão/extensão, ao nível de qualquer fibra da secção transversal ou das armaduras (Figura 4.7(d));
- dado a extensão na fibra superior, ou na fibra inferior, e dado o valor do esforço axial actuante, determinar o momento flector correspondente (Figura 4.7 (e) e (f)).

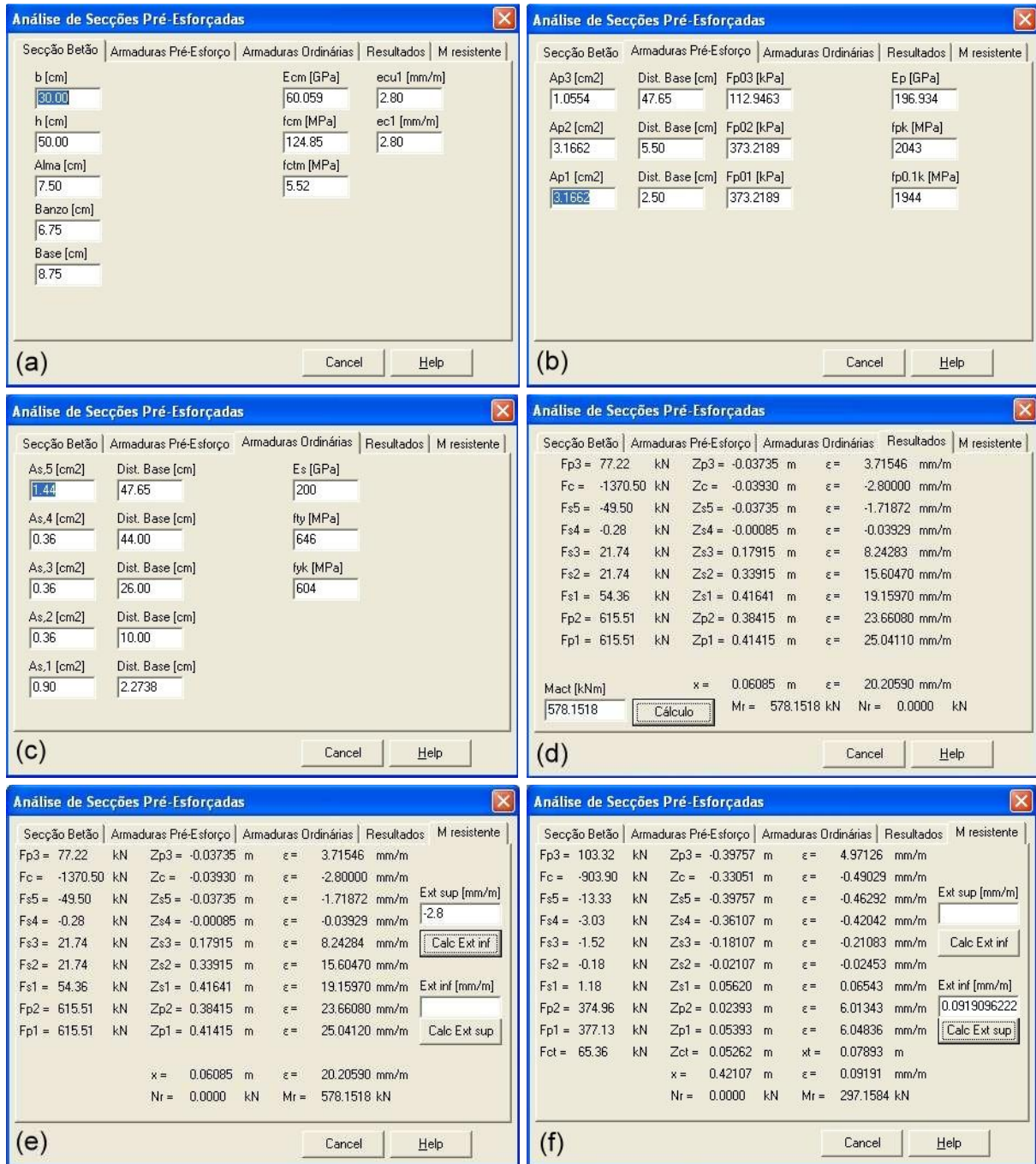
Este tipo de análise foi implementado para determinar, por exemplo, o momento resistente da secção (fixando $\varepsilon_{sup} = -\varepsilon_{cul}$) ou o momento de fissuração (fixando $\varepsilon_{inf} = f_{ctm}/E_{cm}$).

A entrada de dados estruturou-se em três grupos distintos:

- definição geométrica da secção e propriedades mecânicas do betão (Figura 4.7(a));
- definição das armaduras de pré-esforço e propriedades mecânicas do aço (Figura 4.7(b));
- definição das armaduras ordinárias e propriedades mecânicas do aço (Figura 4.7(c)).

O programa utiliza o diagrama tensão-extensão de análise, preconizado pelo EC 2 [68] e exposto no §3.1.1.3. A partir da tensão de rotura à compressão, determina-se o módulo de elasticidade (E_{cm}), a tensão de rotura à tracção (f_{ctm}) e as extensões para as tensões máxima (ε_{cl}) e última (ε_{cul}).

As armaduras definem-se pelas suas propriedades mecânicas, área, distância à fibra inferior e pelo valor da tensão de pré-esforço aplicada em cada nível.



Legenda: (a) definição geométrica da secção e propriedades mecânicas do betão
 (b) definição das armaduras de pré-esforço e propriedades mecânicas do aço de pré-esforço
 (c) definição das armaduras ordinárias e propriedades mecânicas do aço utilizado
 (d) resultados da análise da secção para uma solicitação especificada
 (e) resultados da solicitação associada a uma extensão predefinida na fibra superior
 (f) resultados da solicitação associada a uma extensão predefinida na fibra inferior

Figura 4.7: Programa de análise da secção utilizado

O programa faz a determinação das extensões nas fibras extremas da secção (ϵ_{sup} e ϵ_{inf}), no intervalo $[-\epsilon_{cu1}; \epsilon_{s,max}]$, por forma a verificar o equilíbrio de resultantes das forças interiores com os esforços aplicados (Figura 4.8).

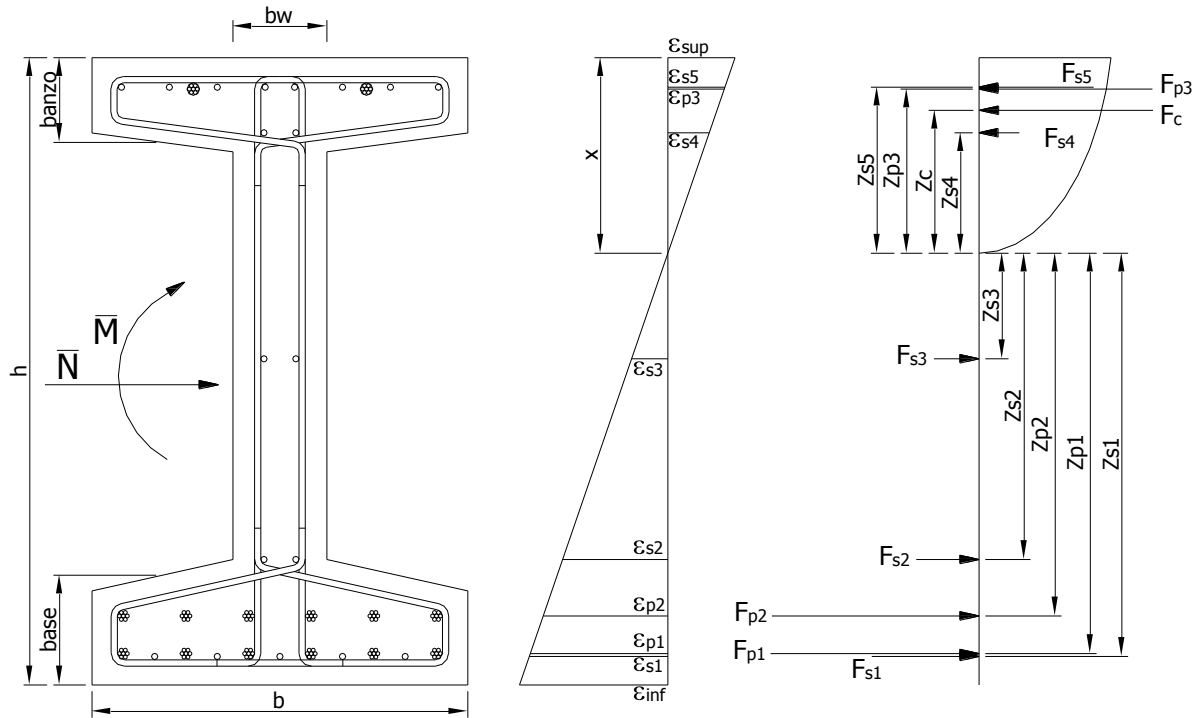


Figura 4.8: Diagramas de extensões e de tensões adoptados no programa de análise da secção

Em secções fissuradas ($M > M_{cr}$) a redução das forças internas ao nível da linha neutra é dada por:

$$\begin{cases} N = F_c + \sum_i F_{s,i} + \sum_i F_{p,i} \\ M = F_c z_c + \sum_i F_{s,i} z_{s,i} + \sum_i F_{p,i} z_{p,i} - N x_G - x \end{cases} \quad (4.18)$$

com F_c – resultante das tensões de compressão no betão;

z_c – braço da resultante das compressões no betão em relação à linha neutra;

$F_{s,i}$ – resultante das forças de compressão ou tracção das armaduras ordinárias na posição i ;

$z_{s,i}$ – braço da resultante das forças nas armaduras ordinárias na posição i em relação à linha neutra;

$F_{p,i}$ – resultante das forças de tracção das armaduras de pré-esforço na posição i ;

$z_{p,i}$ – braço da resultante das forças nas armaduras de pré-esforço na posição i em

relação à linha neutra;

x_G – profundidade do centro de gravidade da secção;

x – profundidade da linha neutra.

A resultante das tensões de compressão no betão (F_c) e a sua distância à linha neutra (z_c) determinam-se analiticamente a partir do diagrama tensão-extensão adoptado. Sejam y_1 e y_2 as ordenadas referidas à linha neutra de um troço da secção comprimida de largura constante (b), x o valor da profundidade da linha neutra e ε_{comp} a extensão de compressão na fibra y_2 . Para o diagrama adoptado, tem-se:

$$F_c = b \frac{Cy_2 \frac{2AC + B(2 - Cy_2)}{2C^3} - 2(B + AC) \ln(1 + Cy_2)}{2C^3} - b \frac{Cy_1 \frac{2AC + B(2 - Cy_1)}{2C^3} - 2(B + AC) \ln(1 + Cy_1)}{2C^3} \quad (4.19)$$

$$z_c = b \frac{Cy_2(3AC(-2 + Cy_2) + B(-6 + 3Cy_2 - 2C^2y_2^2)) + 6(B + AC) + \ln(1 + Cy_2)}{F_c} - b \frac{Cy_1(3AC(-2 + Cy_1) + B(-6 + 3Cy_1 - 2C^2y_1^2)) + 6(B + AC) + \ln(1 + Cy_1)}{F_c} \quad (4.20)$$

em que:

$$k = 1.05 E_{cm} \varepsilon_{c1} / f_{cm} \quad (4.21)$$

$$A = k f_{cm} \varepsilon_{comp} / x / \varepsilon_{c1} \quad (4.22)$$

$$B = f_{cm} \varepsilon_{comp}^2 / x^2 / \varepsilon_{c1}^2 \quad (4.23)$$

$$C = (k - 2) \varepsilon_{comp} / x / \varepsilon_{c1} \quad (4.24)$$

Para secções não fissuradas, com as extensões na secção no intervalo $[-\varepsilon_{cu1}; f_{ctm}/E_{cm}]$, acrescenta-se a (4.18) a resultante das tensões de tracção do betão, vindo:

$$\begin{cases} N = F_c + F_{ct} + \sum_i F_{s,i} + \sum_i F_{p,i} \\ M = F_c z_c + F_{ct} z_{ct} + \sum_i F_{s,i} z_{s,i} + \sum_i F_{p,i} z_{p,i} - N x_G - x \end{cases} \quad (4.25)$$

Admite-se, para o betão traccionado, um diagrama linear elástico no intervalo $[0; f_{ctm}/E_{cm}]$.

Para o primeiro tipo de análise, determinação do estado de tensão/extensão associado a uma solicitação (\bar{N}, \bar{M}) toma-se, para ponto de partida, um estado de extensão admissível, *e.g.*,

$$\begin{cases} \varepsilon_{\text{sup},0} = -0,85/1000 \\ \varepsilon_{\text{inf},0} = 1,60/1000 \end{cases}$$

Determinam-se pelas equações (4.18) ou (4.25) os esforços associados a esse estado de extensão (N_n, M_n) e verifica-se se o estado de equilíbrio ocorre:

$$\begin{bmatrix} |N_n - \bar{N}| \\ |M_n - \bar{M}| \end{bmatrix} \leq \text{erro admissível (e.g., } 10^{-5}) \quad (4.26)$$

Caso (4.26) não se verifique, determina-se nova estimativa (de ordem $n+1$) das extensões a partir de,

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{\text{sup}} \\ \varepsilon_{\text{inf}} \end{bmatrix}_{n+1} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{\text{sup}} \\ \varepsilon_{\text{inf}} \end{bmatrix}_n + \begin{bmatrix} \Delta \varepsilon_{\text{sup}} \\ \Delta \varepsilon_{\text{inf}} \end{bmatrix}_n \quad (4.27)$$

onde o acréscimo das extensões é calculado pelo Método de Newton-Raphson:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N}{\partial \varepsilon_{\text{sup}}} & \frac{\partial N}{\partial \varepsilon_{\text{inf}}} \\ \frac{\partial M}{\partial \varepsilon_{\text{sup}}} & \frac{\partial M}{\partial \varepsilon_{\text{inf}}} \end{bmatrix}_n \begin{bmatrix} \Delta \varepsilon_{\text{sup}} \\ \Delta \varepsilon_{\text{inf}} \end{bmatrix}_n = \begin{bmatrix} N_n - \bar{N} \\ M_n - \bar{M} \end{bmatrix} \quad (4.28)$$

Numericamente faz-se a determinação das derivadas parciais através de:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N}{\partial \varepsilon_{\text{sup}}} \\ \frac{\partial N}{\partial \varepsilon_{\text{inf}}} \\ \frac{\partial M}{\partial \varepsilon_{\text{sup}}} \\ \frac{\partial M}{\partial \varepsilon_{\text{inf}}} \end{bmatrix}_n = \begin{bmatrix} \frac{N(\varepsilon_{\text{sup}} + \Delta \varepsilon; \varepsilon_{\text{inf}}) - N(\varepsilon_{\text{sup}}; \varepsilon_{\text{inf}})}{\Delta \varepsilon} \\ \frac{N(\varepsilon_{\text{sup}}; \varepsilon_{\text{inf}} + \Delta \varepsilon) - N(\varepsilon_{\text{sup}}; \varepsilon_{\text{inf}})}{\Delta \varepsilon} \\ \frac{M(\varepsilon_{\text{sup}} + \Delta \varepsilon; \varepsilon_{\text{inf}}) - N(\varepsilon_{\text{sup}}; \varepsilon_{\text{inf}})}{\Delta \varepsilon} \\ \frac{M(\varepsilon_{\text{sup}}; \varepsilon_{\text{inf}} + \Delta \varepsilon) - N(\varepsilon_{\text{sup}}; \varepsilon_{\text{inf}})}{\Delta \varepsilon} \end{bmatrix}_n \quad (4.29)$$

Para garantir a convergência limita-se o domínio ao intervalo $[-\varepsilon_{\text{cul}}, \varepsilon_{\text{s,max}}]$ e os esforços actuantes terão que ser inferiores ou iguais aos esforços resistentes da secção.

Para o segundo tipo de análise, determinação do momento flector associado a uma extensão pré-definida numa fibra (ε_{sup} , e.g.), utiliza-se um procedimento análogo, por aproximação da extensão na fibra oposta (ε_{inf}), tomando-se para ponto de partida um estado de extensão admissível.

Determinam-se pelas equações (4.18) ou (4.25) as resultantes associadas a esse estado de extensão (N_n , M_n).

Verifica-se a existência de equilíbrio a partir da condição,

$$|N_n - \bar{N}| \leq \text{erro admissível} \quad (4.30)$$

Caso na iteração tal não tenha sido atingido, determina-se nova estimativa (de ordem $n+1$) da extensão a partir de,

$$\varepsilon_{inf \ n+1} = \varepsilon_{inf \ n} + \Delta \varepsilon_{inf \ n} \quad (4.31)$$

onde o acréscimo das extensões é calculado pelo Método de Newton-Raphson a partir da equação,

$$\left(\frac{\partial N}{\partial \varepsilon_{inf}} \right)_n \Delta \varepsilon_{inf \ n} = N_n - \bar{N} \quad (4.32)$$

sendo a derivada determinada pela expressão,

$$\left(\frac{\partial N}{\partial \varepsilon_{inf}} \right)_n = \left(\frac{N(\varepsilon_{sup}; \varepsilon_{inf} + \Delta \varepsilon) - N(\varepsilon_{sup}; \varepsilon_{inf})}{\Delta \varepsilon} \right)_n \quad (4.33)$$

Para garantir a convergência deste processo iterativo limita-se o domínio ao intervalo $[-\varepsilon_{cul}; \varepsilon_{s,max}]$.

4.3 Produção e execução das vigas

Para garantir que a execução das vigas se realizasse em condições correntes de produção, seguiram-se os procedimentos habituais de laboração da Prégia, instalação fabril onde foram realizadas. A única exceção foi a sua instrumentação.

As fases de produção das vigas foram genericamente as seguintes:

- execução e montagem das armaduras;
- instrumentação com extensómetros nas secções previamente definidas (Figura 4.9);
- colocação dos cabos de pré-esforço (Figura 4.10);
- execução e montagem das cofragens (Figura 4.11);
- aplicação de tensão aos cabos de pré-esforço (Figura 4.12);
- betonagem (Figura 4.13);
- aplicação de pós-esforço nos cabos superiores antes da transferência do pré-esforço e transferência do pré-esforço (Figura 4.14).

A execução e montagem das armaduras ordinárias realizaram-se numa secção própria da fábrica por uma equipa especializada. De seguida, foram deslocadas para a mesa de pré-esforço onde foram instrumentadas (Figura 4.9).



Figura 4.9: Colagem de extensómetros nas secções predefinidas, após montagem das armaduras

A fase subsequente correspondeu à colocação das armaduras de pré-esforço nas vigas, apresentando-se na Figura 4.10 as armaduras no final desta fase.



Figura 4.10: Pormenor da armadura e da secção após colocação dos cabos de pré-esforço

A fase seguinte correspondeu à execução e montagem das cofragens (Figura 4.11). Foram produzidas na carpintaria da fábrica duas cofragens em madeira para a execução das vigas. A montagem das cofragens mostrou-se sensível, pela menor adequação deste tipo de cofragem a elementos de grande comprimento, o que dificultou a tarefa de alinhamento correcto e garantia dimensional, exigidas para estes elementos estruturais.

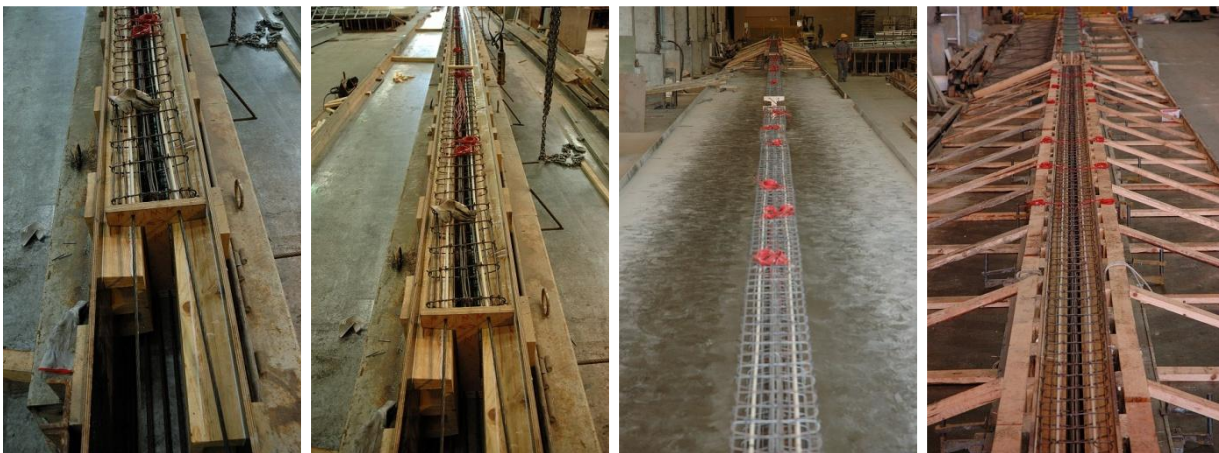


Figura 4.11: Execução e montagem das cofragens

Seguiu-se a fase correspondente à aplicação de tensão aos cabos de pré-esforço. Face ao comprimento dos cabos entre as extremidades da mesa (88 m), à necessidade de garantia de igual tensão em cada cabo e ao atrito entre os cabos e as armaduras ordinárias e dos cabos entre si, decidiu-se a aplicação de uma pré-tensão de 4 kN em cada cabo com um macaco hidráulico.

A pré-tensão foi controlada pela utilização de uma célula de carga TML CLC 5, ligada a um Data Logger TML TDS 602, em cada cabo, durante o procedimento (Figura 4.12).



Figura 4.12: Verificação da tensão aplicada aos cabos de pré-esforço

Após esta operação, procedeu-se ao alongamento dos cabos até se atingir a tensão de pré-esforço prevista no dimensionamento. O alongamento dado à extremidade móvel da mesa de pré-esforço foi de 61 *cm*. A betonagem (Figura 4.13) iniciou-se logo após conclusão do pré-esforço dos cordões.

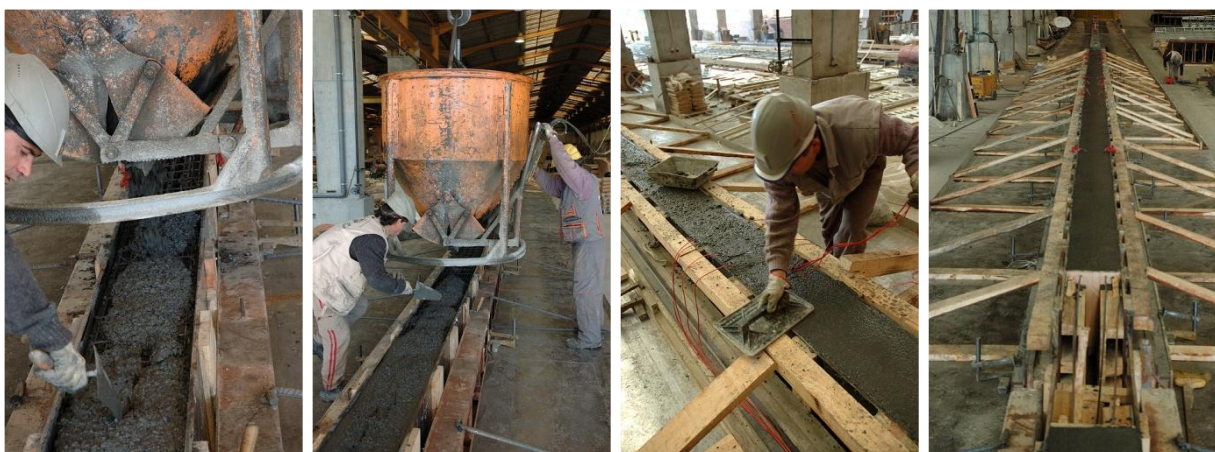


Figura 4.13: Betonagem das vigas

A compactação do betão foi realizada por vibração da mesa de pré-esforço através de um sistema de ar comprimido. Graças à fluidez do betão foi possível betonar peças esbeltas com uma energia reduzida, ligando apenas os vibradores correspondentes aos troços onde decorria a betonagem e minimizando, desse modo, vibrações indesejáveis nas vigas já betonadas.

A descofragem das duas últimas vigas foi efectuada 24 horas após a última betonagem.

A transferência do pré-esforço foi efectuada cinco dias após a betonagem da última viga, antecedendo a fase de aplicação do pós-esforço nos dois cabos existentes no banzo superior de cada viga. A tensão de pós-esforço (1160 *MPa*) foi aplicada com controlo do alongamento dos

cabos no macaco de pré-esforço (Figura 4.14).



Figura 4.14: Aplicação de pós-esforço nos cabos superiores e viga após transferência do pré-esforço

Posteriormente as vigas foram transportadas e descarregadas nos Laboratórios do DEC-FCTUC (Figura 4.15). Duas vigas foram colocadas no Laboratório de Construções, Estruturas e Mecânica Estrutural para os ensaios de rotura e duas no Laboratório de Geotecnia para os ensaios de comportamento diferido.



Figura 4.15: Carga, descarga e colocação das vigas nos Laboratórios do DEC-FCTUC (Pólo II)

4.4 Ensaio de caracterização dinâmica

4.4.1 Introdução

Tendo por objectivo uma mais completa caracterização da rigidez das vigas, determinaram-se as seguintes características dinâmicas: frequências próprias e amortecimentos, através de ensaios de vibração livre. Com base nestes valores medidos fez-se também a determinação do módulo de elasticidade do betão.

A viga foi apoiada com liberdade de rotação nas extremidades.

Adoptaram-se as propriedades mecânicas do betão obtidas nos ensaios de caracterização material (§3.2) e as propriedades mecânicas dos aços que se apresentaram no §4.2.

O peso volúmico utilizado foi de $\gamma=26,167 \text{ kN/m}^3$, determinado experimentalmente a partir o peso da viga, sendo superior ao valor normalmente utilizado em secções de betão armado (25 kN/m^3), em 4,7%.

4.4.2 Determinação analítica e modelação numérica

A caracterização dinâmica das vigas, nomeadamente a identificação dos modos de vibração e frequências próprias, foi determinada analiticamente e através de um modelo numérico.

Em qualquer uma das abordagens, a influência das armaduras ordinárias e de pré-esforço na inércia da secção foi contabilizada.

4.4.2.1 Determinação analítica

Com base na equação diferencial do movimento em vibração livre não amortecida, de uma viga sujeita à flexão, com as condições de apoio da viga em análise, as frequências naturais de ordem n podem ser determinadas através das expressões [76]:

$$\omega_n = \left(\frac{n \times \pi}{L} \right)^2 \cdot \sqrt{\frac{EI_z}{\bar{m}}} \quad [\text{rad/s}] \quad (4.34)$$

e

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} \quad (4.35)$$

em que, EI_z corresponde à rigidez de flexão da secção transversal no plano vertical, \bar{m} à massa por unidade de comprimento e L ao comprimento do vão.

Atendendo às características geométricas da secção e homogeneizando-a para as armaduras aderentes de pré-esforço e para as armaduras ordinárias, determinaram-se os parâmetros mecânicos que se apresentam no Quadro 4.8.

Quadro 4.8: *Parâmetros mecânicos da secção transversal homogeneizada*

| A [cm ²] | I _z [cm ⁴] | EI _z [Nm ²] | I _y [cm ⁴] | EI _y [Nm ²] | Y _{cg} [cm] |
|-------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------|
| 747,76 | 246 566,9 | 148,36×10 ⁶ | 15 363,0 | 22,184×10 ⁶ | 23,933 |

Substituindo estes valores nas equações (4.34) e (4.35) determinaram-se as quatro primeiras frequências de vibração segundo o plano vertical (Quadro 4.9).

Quadro 4.9: *Frequências naturais dos quatro primeiros modos de vibração em flexão no plano vertical, obtidas analiticamente*

| Modo Nº | 1 | 2 | 3 | 4 |
|-----------------|-------|--------|--------|--------|
| Frequência [Hz] | 3,387 | 13,547 | 30,481 | 54,189 |

4.4.2.2 Modelação numérica

A determinação numérica foi efectuada a partir de um modelo de elementos finitos da viga, desenvolvido no *Cast3m* [97]. A viga foi modelada assumindo uma discretização longitudinal em 120 elementos e transversal de acordo com a malha representada na Figura 4.16.

Na modelação foram utilizados elementos finitos hexaédricos de 8 nós.

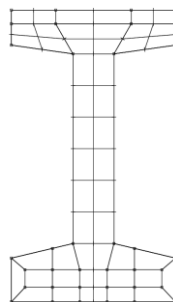


Figura 4.16: *Discretização transversal adoptada na modelação numérica*

Com este modelo determinaram-se os quatro primeiros modos de vibração vertical (Figura 4.17) e respectivas frequências próprias (Quadro 4.10), desprezando-se qualquer modo transversal ou

de torção.

Quadro 4.10: Frequências naturais dos quatro primeiros modos de vibração em flexão no plano vertical, obtidas por modelação numérica

| Modo Nº | 1 | 2 | 3 | 4 |
|-----------------|-------|--------|--------|--------|
| Frequência [Hz] | 3,435 | 13,565 | 30,327 | 51,519 |

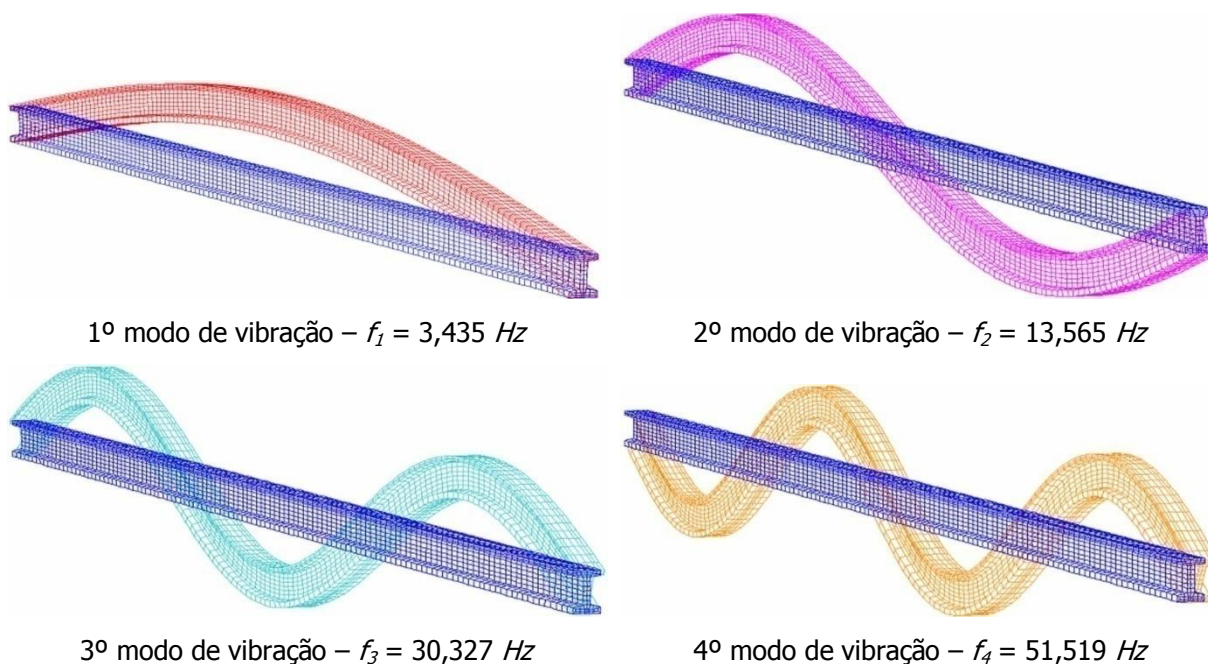


Figura 4.17: Representação gráfica dos quatro primeiros modos de vibração em flexão no plano vertical, obtidos por modelação numérica

4.4.3 Ensaio experimental

O ensaio experimental consistiu na medição das oscilações livres da viga resultantes da libertação instantânea de uma carga aplicada a meio vão.

Os resultados encontram-se publicados num relatório [254] do qual se apresentam os aspectos mais relevantes.

A determinação experimental das frequências de flexão no plano vertical foi efectuada através de acelerómetros colocados na face inferior da viga, a meio da largura da secção, de acordo com o esquema representado na Figura 4.18 e com a Figura 4.19.

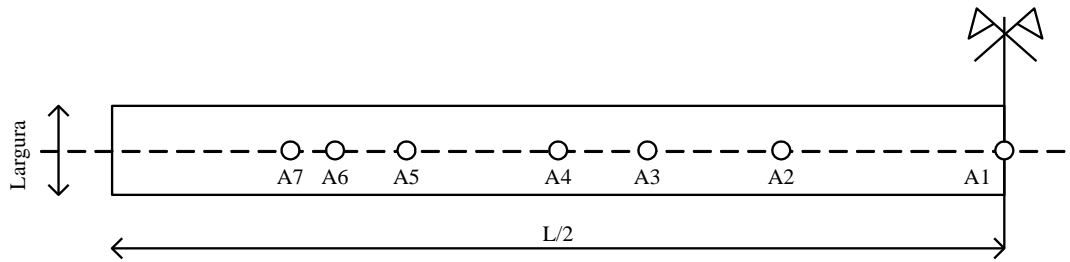


Figura 4.18: Esquema da instalação e identificação dos acelerómetros



Figura 4.19: Fotografias ilustrativas do tipo e localização dos acelerómetros

Dada a simetria da estrutura analisada, foi apenas instrumentada meia viga, indicando-se no Quadro 4.11 as abcissas dos pontos de colocação dos acelerómetros, relativamente à extremidade esquerda.

Quadro 4.11: Abcissas dos pontos de colocação dos acelerómetros

| A1 | A2 | A3 | A4 | A5 | A6 | A6 |
|-------|------|------|------|------|------|------|
| 10,00 | 7,50 | 6,00 | 5,00 | 3,33 | 2,50 | 2,00 |

A aquisição de sinal foi feita através do sistema PULSE® da Brüel&Kjær (Figura 4.20), durante um intervalo de tempo adequado à obtenção das histórias de aceleração correspondentes à vibração livre da viga, imediatamente após a libertação de uma carga suspensa.

Para a identificação dos valores das frequências próprias, amortecimentos e modos de vibração foi utilizado o método de "peak picking" (Figura 4.21), tendo-se obtido os valores das frequências próprias e correspondentes amortecimentos que se apresentam no Quadro 4.12.

Quadro 4.12: Frequências próprias e amortecimentos obtidos por medição experimental

| Modo nº | 1 | 2 | 3 | 4 |
|-------------------|-------|--------|--------|--------|
| Frequência [Hz] | 3,343 | 13,190 | 29,090 | 50,070 |
| Amortecimento [%] | 0,781 | 0,414 | 0,489 | 0,571 |

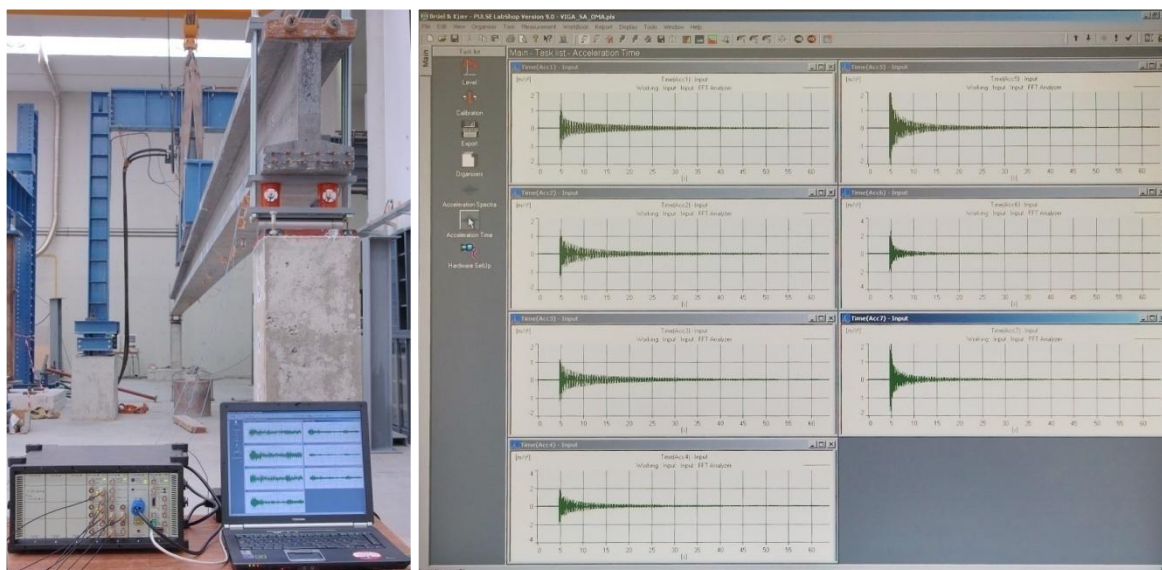


Figura 4.20: Sistema PULSE® da Brüel&Kjær de aquisição de sinal

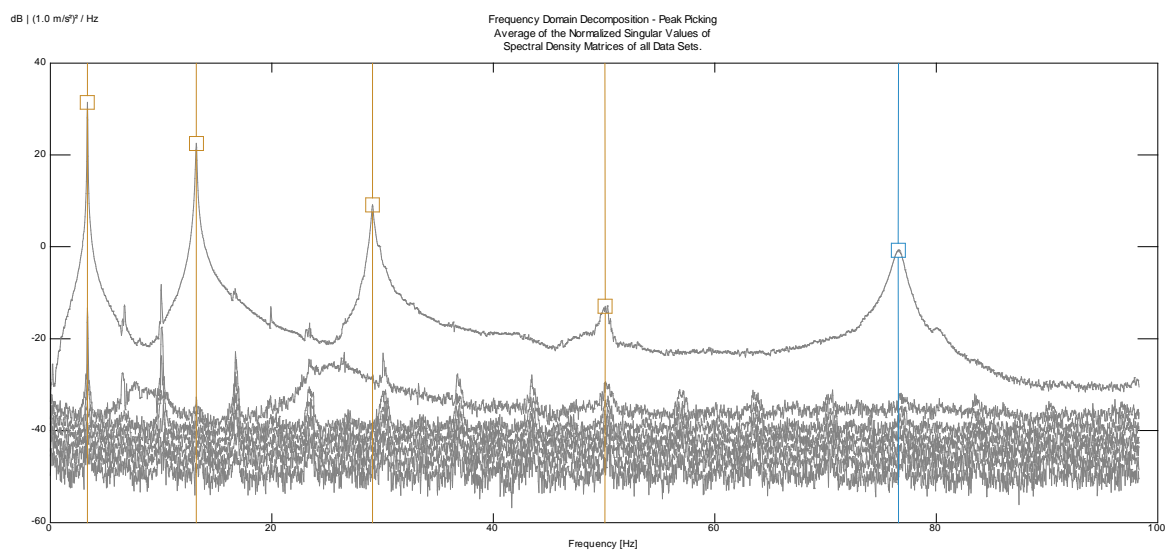


Figura 4.21: Identificação modal na viga

Os valores medidos das frequências próprias aproximam-se bastante dos valores determinados por via analítica e numérica. O valor medido do amortecimento enquadra-se dentro dos habitualmente considerados para elementos estruturais deste género [254].

4.4.4 Interpretação e comparação de resultados

No Quadro 4.13, apresentam-se os valores das frequências próprias correspondentes aos 4 primeiros modos de flexão obtidos por determinação analítica, numérica e experimental.

Quadro 4.13: Comparação de resultados para as frequências medidas experimentalmente e os correspondentes valores calculados por via analítica e numérica

| Frequência [Hz] | Modo 1 | Modo 2 | Modo 3 | Modo 4 |
|----------------------------|--------|--------|--------|--------|
| Medida experimentalmente | 3,343 | 13,190 | 29,090 | 50,070 |
| Determinada analiticamente | 3,387 | 13,547 | 30,481 | 54,189 |
| Determinada numericamente | 3,435 | 13,565 | 30,327 | 51,519 |

Para a primeira frequência fundamental verifica-se uma variação de apenas 2% entre o valor medido e o valor calculado.

Calculando o módulo de elasticidade a partir do 1º modo, com $f_1=3,343 \text{ Hz}$ e $I_z=246\,566,9 \text{ cm}^4$, obtém-se:

$$E = \omega^2 \cdot \frac{\bar{m}}{I_z} \cdot \left(\frac{L}{n \cdot \pi} \right)^4 = 58,6 \text{ GPa} \quad (4.36)$$

Nesta idade do betão (97 dias), o valor determinado experimentalmente (§3.2.2.2) nos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas foi de $E_{cm}=59,8 \text{ GPa}$.

Apesar da semelhança dos dois valores medidos, sobressai o facto de se ter obtido um módulo de elasticidade dinâmico inferior ao estático.

Provavelmente, tal facto, pode resultar da diferença entre a configuração real e teórica dos apoios da viga.

Por outro lado, exibindo os BARs um diagrama tensão-extensão mais linear, admite-se que para estes betões a diferença entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico seja inferior à observada nos betões de resistência normal.

4.5 Ensaio à rotura das vigas

4.5.1 Concepção e descrição dos ensaios à rotura

Na definição dos ensaios à rotura das vigas foram consideradas as características geométricas e mecânicas dos elementos estruturais a ensaiar, assim como as condições e equipamento disponíveis no Laboratório do DEC-FCTUC. Foram ainda tidas em consideração as condições adoptadas em trabalhos científicos publicados sobre elementos estruturais deste tipo e dimensão.

4.5.1.1 Esquema do ensaio

Como o objectivo principal dos ensaios de rotura das vigas consistia em caracterizar o seu comportamento à flexão optou-se por solicitá-las de modo a provocar um troço de flexão circular.

Assim, concebeu-se o ensaio como uma viga simplesmente apoiada, carregada por duas forças concentradas, distando entre si de $6,000\text{ m}$ e localizadas a $6,825\text{ m}$ de cada apoio, de acordo com o esquema estrutural representado na Figura 4.22.

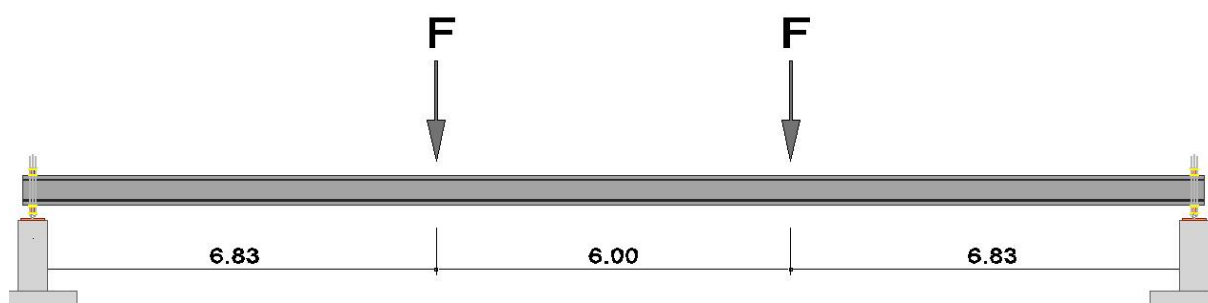


Figura 4.22: Esquema estrutural do ensaio à rotura

4.5.1.2 Simulação de ensaio e comportamento

Com o objectivo de minimizar ou eliminar imprevistos, estudar todas as condicionantes do ensaio e otimizar os recursos existentes no Laboratório do DEC-FCTUC construiu-se um modelo tridimensional virtual da instalação de ensaio (Figura 4.23 e Figura 4.24).

Recorrendo a este modelo em ambiente virtual foi possível pormenorizar os apoios (elemento D da Figura 4.23), definir o pórtico (elemento B da Figura 4.23) e a viga de carregamento (elemento C da Figura 4.23), conceber o sistema de travamento lateral (elemento E da Figura 4.23) e o dispositivo de fixação da viga (elemento F da Figura 4.23), entre outros aspectos do

ensaio.

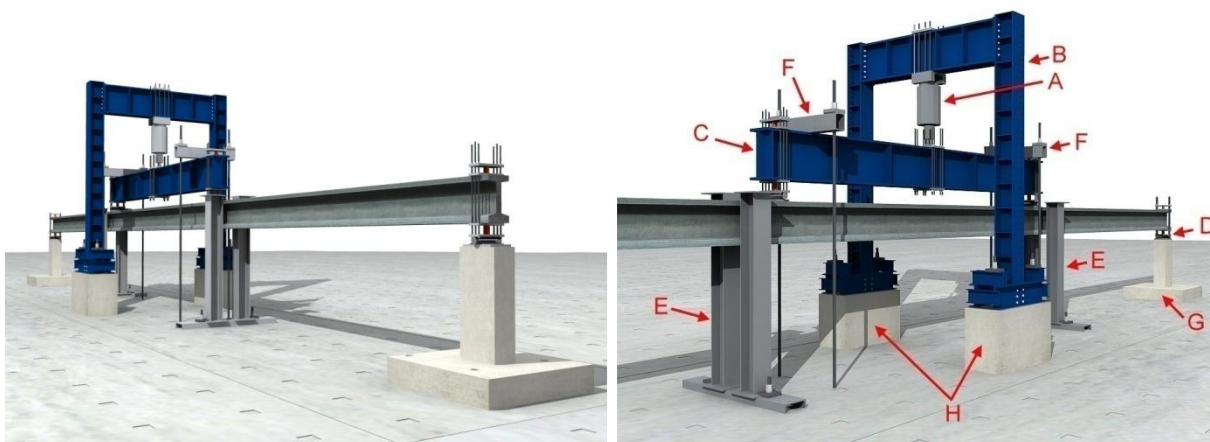


Figura 4.23: Simulação tridimensional da instalação de ensaio das vigas

O modelo virtual foi utilizado igualmente para simular o ensaio com base nas determinações analíticas das deformações calculadas com o procedimento que se expõe de seguida.

Adoptando os valores, determinados experimentalmente, das propriedades mecânicas do betão (§3.2), das armaduras (§4.2.2) e do nível de pré-esforço aplicado nas vigas durante o fabrico (1430 MPa), com o programa de cálculo automático (§4.2.3), já referido, determinou-se o estado de tensão/extensão em 19 secções da viga, equidistantes entre si de 1 m, no instante da transferência do pré-esforço. A partir destes valores determinaram-se as curvaturas e pela sua integração a deformada neste instante. Obteve-se uma flecha a meio vão de -26,4 mm (contra-flecha) e uma tensão média das armaduras de pré-esforço após a transferência de 1365 MPa.

Desde este instante (t_0) até à idade do ensaio (t), por efeito da retracção e fluência do betão e da relaxação das armaduras observa-se uma redistribuição de esforços entre os vários materiais que compõem a secção (betão, armaduras ordinárias e armaduras de pré-esforço). Esta avaliação foi efectuada com o procedimento exposto no Anexo B.

Os efeitos acumulados até ao final deste período determinaram-se por sobreposição de efeitos, tendo-se obtido uma flecha a meio vão de -49,6 mm (contra-flecha) e uma tensão média das armaduras de pré-esforço de 1200 MPa.

Para o nível de pré-esforço avaliado nesta idade (1200 MPa), determinou-se com o programa de cálculo automático o estado de tensão/extensão nas 19 secções da viga, para uma história de carga desde o início do ensaio até à carga de rotura prevista. Com estes valores, determinaram-se as curvaturas em cada secção e a partir destas, a curvatura média pela

expressão (4.13) [68]. Adoptou-se para a determinação do momento de fissuração e da curvatura em estado I (não fissurado) uma tensão máxima à tracção do betão de 5,52 MPa. As flechas foram calculadas por integração das curvaturas médias ao longo das 19 secções da viga avaliadas.

Para o momento de fissuração ($M_{cr,calc} = 296 \text{ kNm}$) obteve-se uma flecha a meio vão de 41,86 mm e para o momento de rotura ($M_{rot,calc} = 578 \text{ kNm}$) estimou-se essa flecha em 844 mm.

Considerando o valor 1 para o coeficiente de repartição (ζ) no cálculo das deformadas a flecha a meio vão para o momento de rotura seria de 1145 mm.

Este procedimento permitiu antever as grandes deformações até à fase de rotura das vigas, condicionando a altura dos apoios da viga (elemento G da Figura 4.23) e do pórtico de carregamento (elemento H da Figura 4.23), para garantir que o ensaio poderia ser levado a cabo até ao colapso total das vigas.

Dada a possibilidade de se verificar a instabilidade lateral das vigas, devido à reduzida rigidez da secção, ao comprimento do vão entre os apoios e ao valor da carga na rotura, considerou-se um sistema de travamento lateral (elemento E da Figura 4.23). De acordo com o EC 2 [68], os efeitos de segunda ordem associados à instabilidade lateral da viga podem ser ignorados quando se verificarem simultaneamente as condições:

$$l_{ot} \leq \frac{50b}{h/b^{1/3}} \quad (4.37)$$

e

$$h/b \leq 2,5 \quad (4.38)$$

com l_{ot} – distância entre secções com restrição à torção;

h – altura da secção;

b – largura da secção.

Por forma a garantir tais condições, decidiu-se a colocação de dois travamentos laterais, localizados a terços da viga, junto aos pontos de aplicação do carregamento.

Atendendo à limitação do curso do actuador a 300 mm, adoptou-se um dispositivo de fixação da viga (elemento F da Figura 4.23) ao longo do ensaio, formado por duas vigas fixas ao chão do laboratório com dois varões DYWIDAG cada, localizadas junto a cada um dos pontos de aplicação da carga e colocadas sobre a viga de carregamento (elemento C da Figura 4.23). Estas vigas

foram fixas na sua posição no fim de cada ciclo de curso total do actuador.

Na Figura 4.24 representa-se uma imagem do modelo virtual na fase imediatamente antes do colapso da viga, sendo observável a deformada esperada, a rotação e deslocamento lateral dos apoios, entre outros aspectos condicionantes do ensaio.

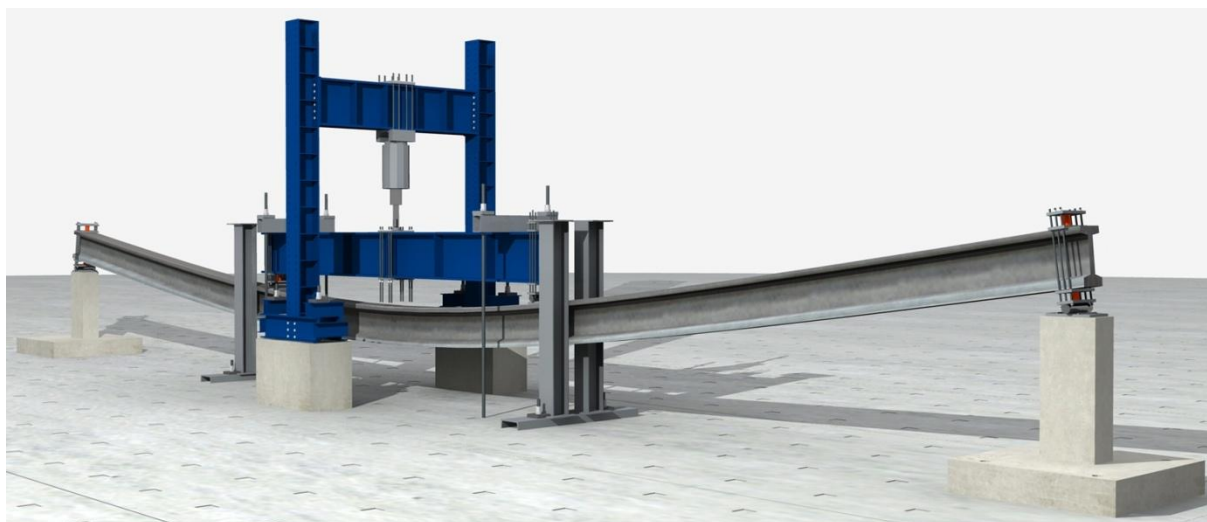


Figura 4.24: Simulação tridimensional do ensaio à rotura de uma viga para a carga máxima

4.5.1.3 Equipamento e sistema de carregamento

O equipamento seleccionado para efectuar o carregamento foi um actuador hidráulico Servosis de 1000 *kN* e 300 *mm* de curso, colocado num pórtico de carregamento e ligado a uma viga de carregamento de grande inércia (Figura 4.25).



Figura 4.25: Actuador hidráulico, pórtico e viga de carregamento

O actuador encontra-se ligado a um grupo hidráulico, refrigerado por um permutador ar/água (Figura 4.26) localizado em compartimento próprio, sob o laboratório.



Figura 4.26: Grupo hidráulico e permutador ar/água de refrigeração

4.5.1.4 Instrumentação e sistema de aquisição de dados

Tendo em conta a variação do esforço transversal e do momento flector na viga, atendendo à sua simetria e à do carregamento, definiram-se onze secções a instrumentar, representadas na Figura 4.27.

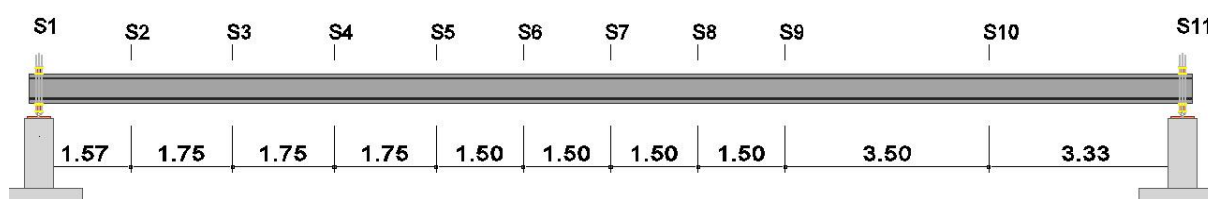


Figura 4.27: Definição e localização das secções instrumentadas nas vigas

A monitorização das cargas aplicadas à estrutura e das reacções de apoio durante os ensaios foi efectuada através de células de carga TML, modelos CLC-20, CLC-10 e CLC-5. Foram colocadas duas células de carga CLC-20 e uma CLC-5 em cada uma das secções 1 e 11 (de apoio da viga) e duas células de carga CLC-10 e uma CLC-5 em cada uma das secções 5 e 9 (de aplicação de carga).

Esta informação foi confrontada com o valor registado pela célula de carga do actuador, associada ao controlo do sistema de carregamento.

O esquema de apoio e instrumentação nas secções 1 e 11 e o esquema de aplicação de carga e instrumentação nas secções 5 e 9 representam-se na Figura 4.28, respectivamente nas duas fotos da esquerda e da direita.

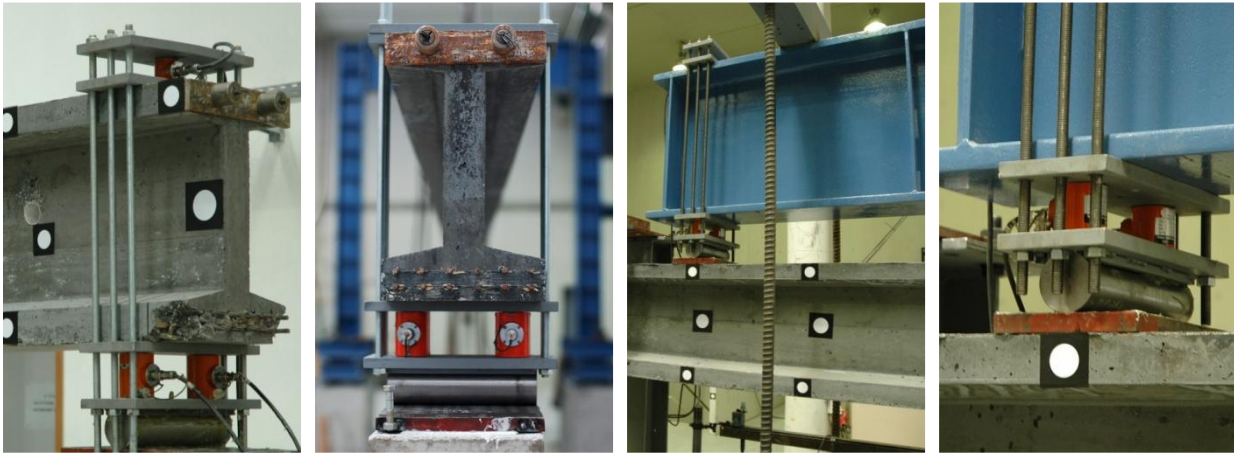


Figura 4.28: Definição e instrumentação das secções de apoio (S1 e S11) e das secções de aplicação do carregamento (S5 e S9)

A monitorização da deformada da viga ao longo do ensaio foi efectuada através de transdutores de deslocamento TML, modelos CDP 50, CDP 100, SDP 100 e SDP 200R, colocados nas secções 2 a 10 (Figura 4.29).



Figura 4.29: Transdutores de deslocamento para medição dos deslocamentos verticais

As extensões ao nível das armaduras de compressão, das armaduras longitudinais da alma e das armaduras inferiores de pré-esforço, foram monitorizadas com extensómetros colocados nas armaduras ordinárias, tendo sido instrumentadas as secções 2, 3, 4, 6, 7, 8 e 10. Na secção 2 também se instrumentaram 4 estribos da alma, a 1/3 da altura a partir da base, para avaliação das tensões introduzidas por esforço transversal.

Foram utilizados extensómetros resistivos TML FLK-6-11 (120 Ω), permitindo registos até uma extensão de 30‰, colados aos pares em geratrizes opostas de varões de $\phi 5 \text{ mm}$ (Figura 4.30).



Figura 4.30: Extensómetros nas armaduras longitudinais e transversais

Para além das medições efectuadas com a instrumentação referida, a evolução da deformada da viga foi registada por fotogrametria terrestre, no âmbito de uma dissertação de mestrado [287], em várias fases do ensaio. Para esse fim, foram coladas miras no banzo superior e inferior e a meia altura da alma, com um espaçamento de $0,50\text{ m}$, ao longo do comprimento total das vigas. As imagens fotográficas foram obtidas com uma câmara SLR digital, Nikon D70, tendo-se registado imagens de alta resolução com 3008×2000 pixéis em formato NEF (*Nikon Electronic Format*). O *software* utilizado na fotogrametria foi o PhotoModeler PRO 4.0.

Na Figura 4.31 ilustra-se a aplicação de fotogrametria terrestre nos ensaios à rotura.



Figura 4.31: Aplicação de fotogrametria terrestre ao levantamento da deformada nos ensaios à rotura

O sistema de aquisição e registo de dados utilizado nos ensaios à rotura era constituído por um Data Logger TML TDS-602 com 30 canais, associado a uma caixa de extensões TML ISW-50C com 50 canais, com uma velocidade de aquisição de $0,06$ segundos/canal e uma resolução de $0,1 \times 10^{-6}$ (à esquerda na Figura 4.32).

O sistema de aplicação da carga era comandado por um controlador da Servosis, acoplado a um

computador pessoal com *software* específico do controlador, permitindo a aplicação de carga ou deslocamento (à direita na Figura 4.32).



Figura 4.32: Sistema de aquisição, registo e controlo dos ensaios

O sistema de controlo foi igualmente ligado ao sistema de aquisição de dados permitindo, desse modo, o registo dos valores de carga e deslocamento do actuador durante o ensaio.

4.5.1.5 Definição da velocidade de ensaio

Para a definição completa do ensaio e avaliação da resposta da viga, da instrumentação e do equipamento à velocidade de carregamento, decidiu-se realizar ensaios preliminares, para testar diferentes velocidades.

Foram realizados 4 ensaios, com velocidades de aplicação do carregamento de 0,1, 0,2, 0,5 e 1,0 *mm/s*. Limitou-se o deslocamento máximo imposto a 50 *mm* de modo a garantir os ensaios em fase elástica linear.

Foram registados os valores e as cargas aplicadas, reacções de apoio, deslocamentos verticais e extensões nas secções definidas (§4.5.1.4).

No Gráfico 4.3 e Gráfico 4.4 apresentam-se os diagramas Momento/Curvatura e Força/Deslocamento, respectivamente, na secção de meio vão (secção 7).

Da análise dos resultados obtidos, tomando em consideração o tempo de registo do Data Logger e ponderando a duração total do ensaio para atingir o valor do deslocamento de rotura esperado (mais de 800 *mm*), optou-se pela realização dos ensaios à velocidade de 0,2 *mm/s*.

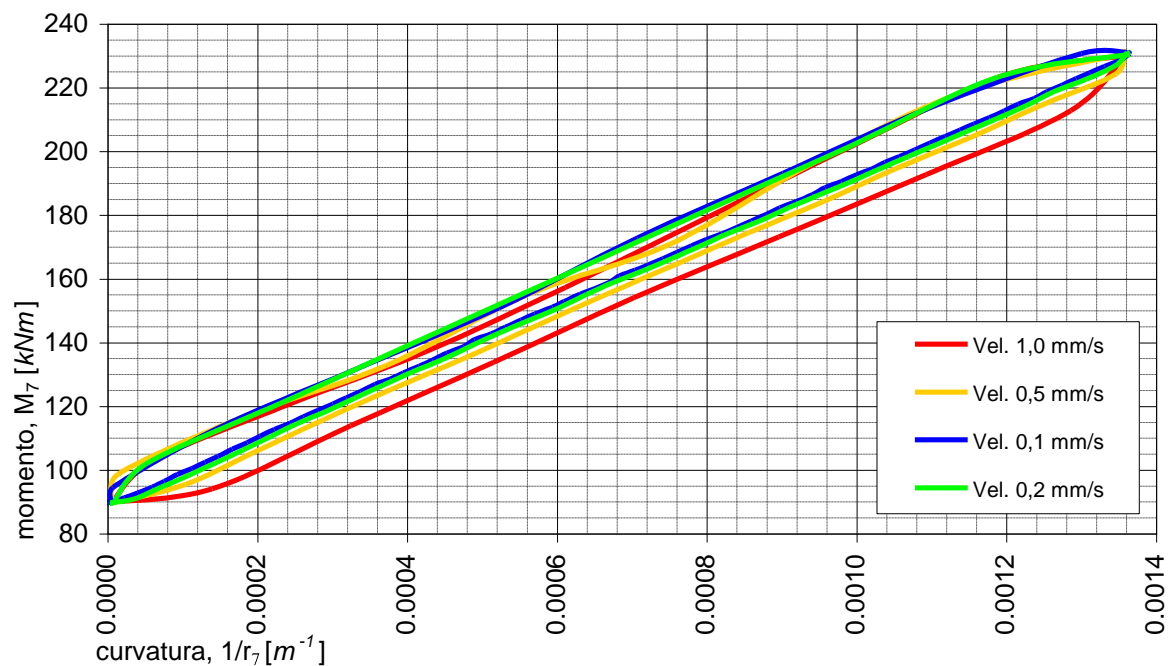


Gráfico 4.3: Diagrama Momento/Curvatura na secção de meio vão da viga a diferentes velocidades de ensaio

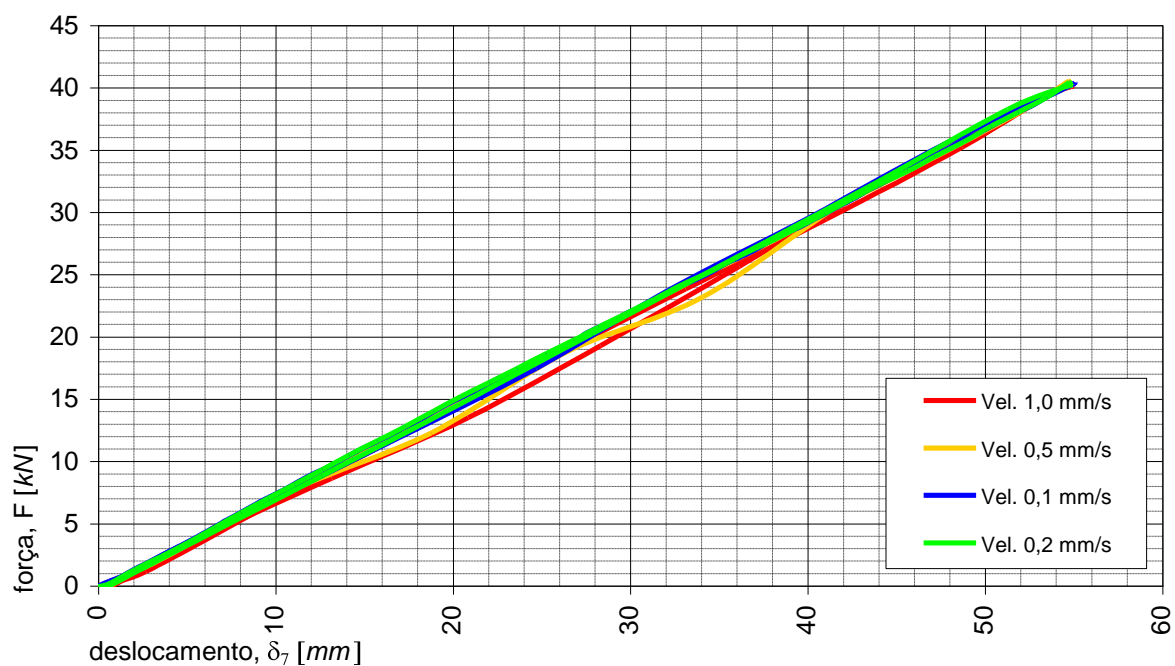


Gráfico 4.4: Diagrama Força/Deslocamento na secção de meio vão da viga a diferentes velocidades de ensaio

4.5.2 Execução dos ensaios

A evolução dos ensaios de rotura foi documentada em diferentes suportes: um registo em vídeo através de duas câmaras; um registo fotográfico em diferentes momentos do ensaio; e um registo de eventos (Anexo C). As duas vigas exibiram um comportamento semelhante ao longo dos ensaios à rotura. Este facto foi confirmado no tratamento e análise dos resultados, justificando, a descrição simultânea do desenvolvimento dos dois ensaios.

Na Figura 4.33 ilustra-se o aspecto da instalação no início dos ensaios à rotura.



Figura 4.33: Aspecto da instalação no início dos ensaios à rotura

O carregamento de ensaio das vigas V1 e V2 foi levado a cabo em controlo de deslocamento, à velocidade de $0,2 \text{ mm/s}$. Para um deslocamento imposto à viga, nos pontos de aplicação da carga, de 100 mm e uma carga aplicada da ordem de $60\sim 70 \text{ kN}$, observou-se a primeira fissuração, de aspecto incipiente, apenas na face inferior da viga (Figura 4.34). No ensaio da viga 1, aquando da formação das primeiras fissuras, a distância média entre fendas era de 150 mm , enquanto que no ensaio da viga 2 a distância se verificou ser da ordem de 200 mm .

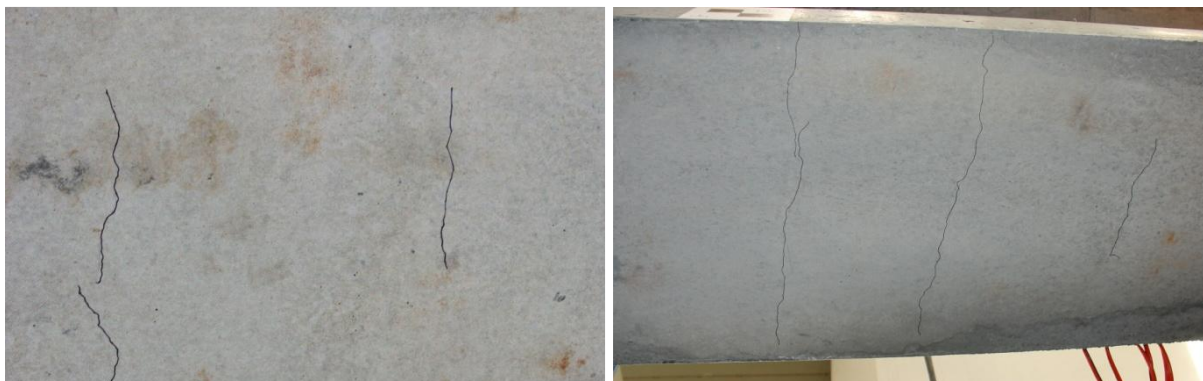


Figura 4.34: Padrão de fissuração na face inferior da viga para um deslocamento do actuador de 100 mm

Com 150 *mm* de deslocamento imposto e uma carga aplicada de 89 *kN*, a fissuração na face inferior da viga apresentava já um espaçamento médio de 50 *mm* (Figura 4.35).



Figura 4.35: Padrão de fissuração na face inferior da viga para um deslocamento do actuador de 150 *mm*

A primeira fissuração na alma da viga (Figura 4.36) verificou-se para um deslocamento imposto de 200 *mm* e uma carga de 99 *kN*, com um espaçamento médio entre fendas de 150 *mm*.

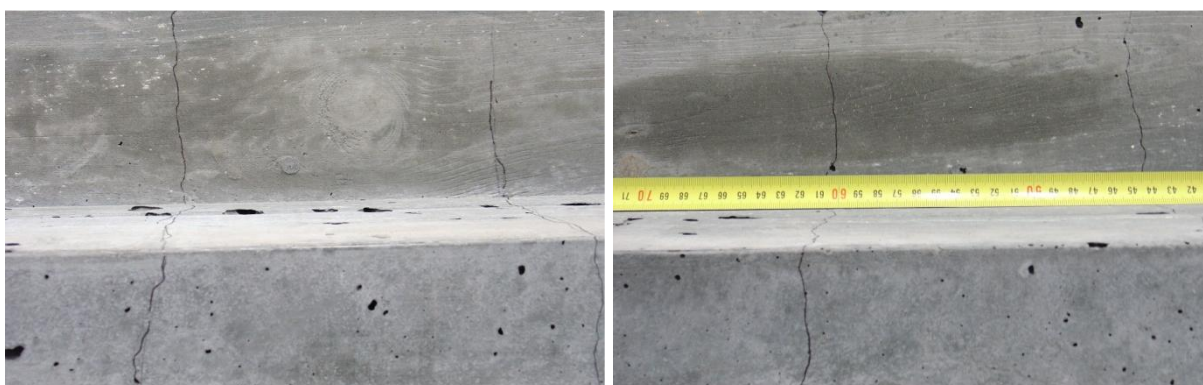


Figura 4.36: Padrão de fissuração na alma da viga para um deslocamento do actuador de 200 *mm*

Devido à limitação do curso do actuador a 300 *mm*, foi necessário baixar o pórtico ao longo do ensaio. No ensaio à rotura da viga 1 a primeira alteração da posição do pórtico realizou-se ao fim de 150 *mm* de deslocamento imposto à viga enquanto que, no ensaio da viga 2, esta operação apenas se realizou aos 250 *mm*. As alterações subsequentes foram realizadas em intervalos de deslocamento imposto de 250 *mm*.

Este procedimento envolveu um conjunto de operações ilustradas nas figuras seguintes, compreendendo: a fixação da viga de carregamento (Figura 4.37); descida da viga de suporte do actuador para a posição correspondente ao actuador no curso mínimo (Figura 4.38); e a fixação do actuador na sua nova posição (Figura 4.39).

De modo a minimizar eventuais efeitos de fluência nas vigas, este procedimento foi ensaiado até ser possível realizá-lo em cerca de 10 minutos.

Durante os ensaios não se registaram decréscimos significativos da carga aplicada às vigas neste intervalo de tempo.

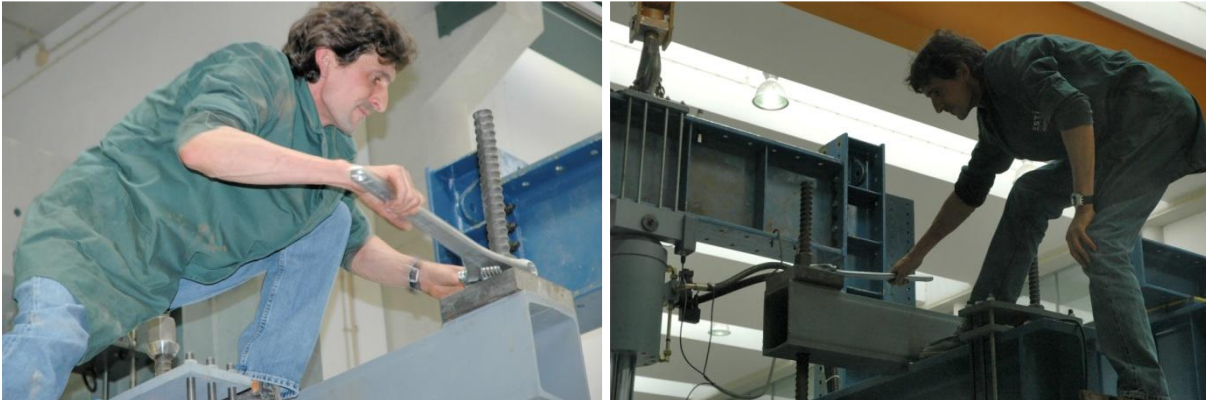


Figura 4.37: Fixação da viga de carregamento antes de baixar o pórtico

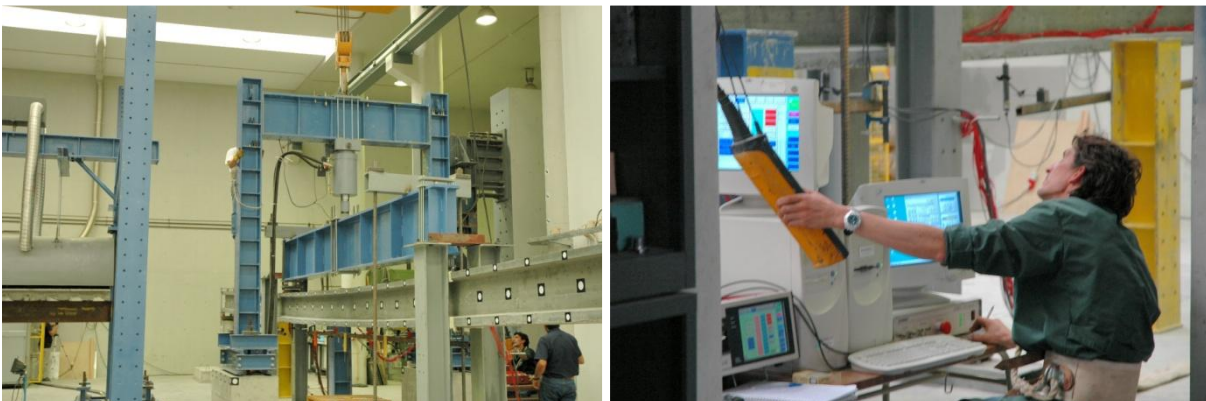


Figura 4.38: Operação de descida do pórtico para o curso mínimo do actuador



Figura 4.39: Fixação do pórtico na posição final do procedimento

O ensaio reiniciava-se imediatamente após a conclusão destas operações.

Para um deslocamento imposto de 250 mm e uma carga de 107 kN, o padrão de fissuração não se alterou de forma significativa. No entanto, a largura das fendas acentuou-se, tornando-as mais visíveis.

A partir de 450~500 mm de deslocamento imposto observou-se que a correspondente carga aplicada (da ordem de 130 kN) já não aumentava de forma significativa com a deformação (Figura 4.40).

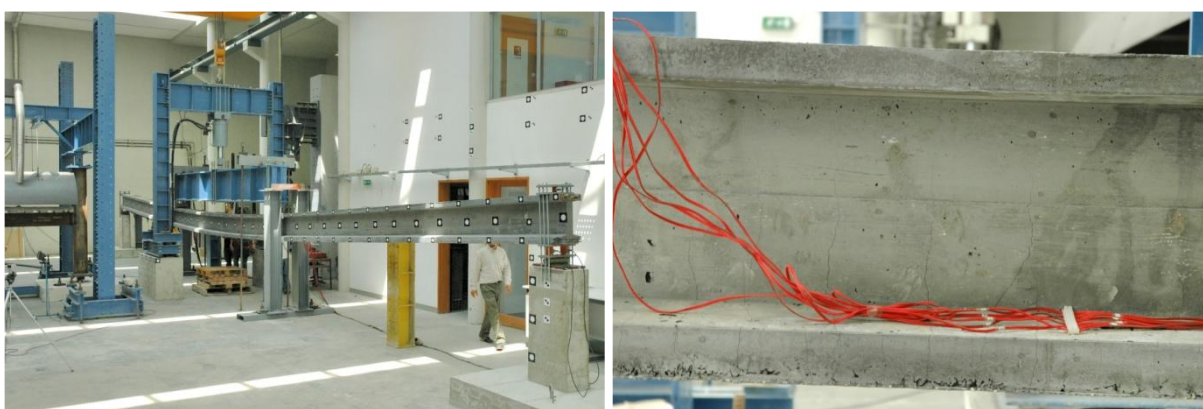


Figura 4.40: Aspecto da deformada e padrão de fissuração no final do estado II

Aos 800 mm de deslocamento imposto (Figura 4.41), observou-se pela primeira vez indícios de esmagamento do betão nas fibras mais comprimidas do banzo superior (Figura 4.42), antecipando o colapso eminente da vigas, o qual veio a ocorrer de forma explosiva (Figura 4.43 e Figura 4.44).



Figura 4.41: Deformada perto do colapso

Como o ensaio à rotura das vigas foi concebido para que a rotura ocorresse por flexão, não se observou, como se esperava, qualquer fissuração típica de esforço transversal. Este facto

justifica-se pelo valor moderado do esforço transversal provocado pelo esquema de carregamento adoptado para os ensaios.



Figura 4.42: *Esmagamento do betão nas fibras mais comprimidas antecipando o colapso*



Figura 4.43: *Aspecto após colapso da viga 1*



Figura 4.44: *Aspecto após colapso da viga 2*

Para estudar o comportamento à rotura por esforço transversal, seccionaram-se as vigas a uma distância de 5 metros dos apoios, na zona com estribos instrumentados, para posterior realização

de ensaio ao corte.

Nenhuma das vigas evidenciou instabilidade lateral durante a execução dos ensaios. O travamento concebido para evitar este fenómeno mostrou-se adequado.

A avaliação do nível de pré-esforço efectivamente instalado foi realizada por ensaios, em ambas as vigas, de determinação do comprimento efectivo dos cordões de pré-esforço num troço onde as armaduras não sofreram plastificação durante o ensaio à rotura. Para esse efeito, seccionaram-se as vigas em duas secções afastadas entre si de 2,000 m através de uma moto-serra específica para betão (Figura 4.45), retirou-se o betão que envolvia as armaduras com um martelo eléctrico (Figura 4.46) e mediu-se o comprimento dos cabos soltos.



Figura 4.45: Seccionamento da viga para determinação do pré-esforço efectivo



Figura 4.46: Decapagem dos cordões de pré-esforço

A perda de pré-esforço determinada nestes ensaios (16%) coincidiu com o valor estimado analiticamente na simulação do ensaio (§4.5.1.2) até à idade dos ensaios, a partir dos resultados experimentais de retracção e fluência indicados no §3.2.

4.5.3 Resultados e discussão

Os resultados obtidos com a realização dos ensaios à rotura foram analisados de forma a caracterizar o comportamento estrutural das vigas. Os resultados foram organizados sob a forma de diagramas, representando as relações Momento/Curvatura (§4.5.3.1), Força/Deslocamento (§4.5.3.2) e Força/Varição de Extensões nas Armaduras (§4.5.3.3) e ainda sob a forma das deformadas obtidas em diferentes fases de cada ensaio (§4.5.3.4).

4.5.3.1 Relação Momento/Curvatura

No Gráfico 4.5 e no Gráfico 4.6 apresentam-se, respectivamente, para a viga 1 e para a viga 2, os diagramas Momento/Curvatura obtidos no ensaio à rotura, para as 7 secções instrumentadas com extensómetros (secções 2, 3, 4, 6, 7, 8 e 10), desde o início do ensaio até ao instante da rotura.

O momento flector foi calculado a partir dos valores medidos das cargas aplicadas e a curvatura foi determinada com base nos valores registados das extensões nas fibras superior e inferior.

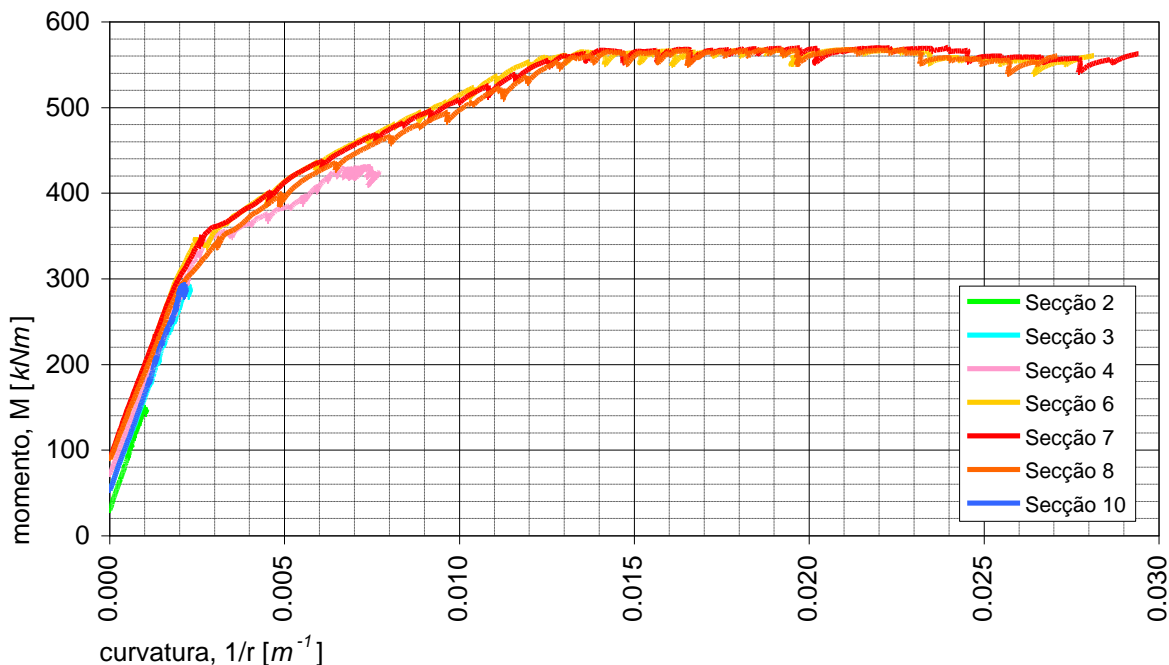


Gráfico 4.5: Diagrama Momento/Curvatura para as diferentes secções instrumentadas no ensaio à rotura da viga 1

Qualitativamente, no Gráfico 4.5 e no Gráfico 4.6, observam-se três fases claramente distintas:

- uma fase inicial de comportamento em estado I, não fissurado;

- uma fase intermédia de comportamento em estado II, após estabilização da fissuração do betão traccionado;
- e uma fase final, de aumento de deformações sem aumento significativo de carga, correspondente à plastificação das armaduras traccionadas.

Entre a primeira e a segunda fase observa-se uma fase de transição, correspondente ao desenvolvimento da fissuração.

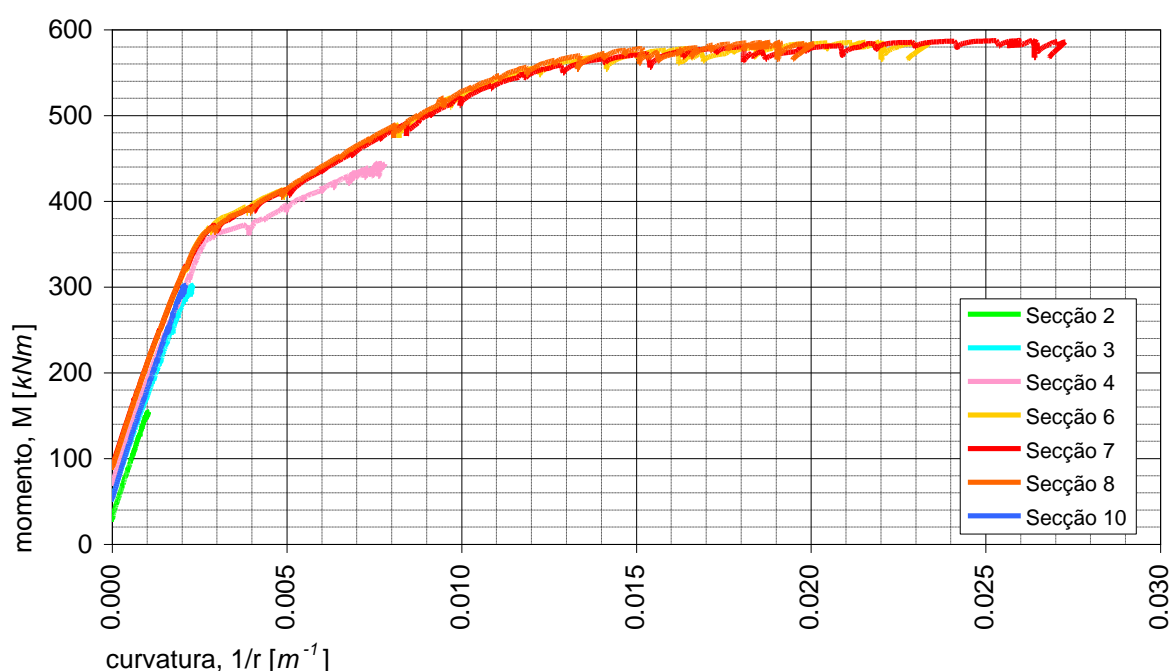


Gráfico 4.6: Diagrama Momento/Curvatura para as diferentes secções instrumentadas no ensaio à rotura da viga 2

Outro aspecto que se destaca é a semelhança de resposta evidenciada em secções com posicionamento simétrico, como sejam as secções 3 e 10 e as secções 6 e 8, assim como a semelhança de comportamento, sob o ponto de vista qualitativo, exibida por todas as secções instrumentadas da viga.

Em termos quantitativos, retira-se dos resultados obtidos dois valores, que se considera serem os mais relevantes para a análise deste diagrama:

- o momento de fissuração, tomado como o último valor do troço linear correspondente ao comportamento em estado I – no ensaio da viga 1 observou-se um valor de $M_{cr}^{viga\ 1} = 301\ kNm$ e no ensaio da viga 2 um valor de $M_{cr}^{viga\ 2} = 322\ kNm$;
- o momento de rotura, tomado como o valor máximo observado na fase final do

diagrama correspondente à fase de plastificação das armaduras – no ensaio da viga 1 observou-se um valor de $M_{rot}^{viga\ 1} = 570\ kNm$ e no ensaio da viga 2 um valor de $M_{rot}^{viga\ 2} = 587\ kNm$.

Os correspondentes valores determinados analiticamente foram, $296\ kNm$ para o momento de fissuração e $578\ kNm$ para o momento de rotura.

No ensaio da viga 1, a diferença entre os valores observados no ensaio e os valores estimados analiticamente é de $-1,4\%$ para o momento de rotura e de $+1,4\%$ para o momento de fissuração. No ensaio da viga 2 a diferença entre os mesmos valores é de $+1,5\%$ para o momento de rotura e de $+8\%$ para o momento de fissuração.

No Gráfico 4.7 apresentam-se os diagramas Momento/Curvatura obtidos com a simulação analítica e com os ensaios à rotura da viga 1 e da viga 2, para a secção de meio vão (secção 7).

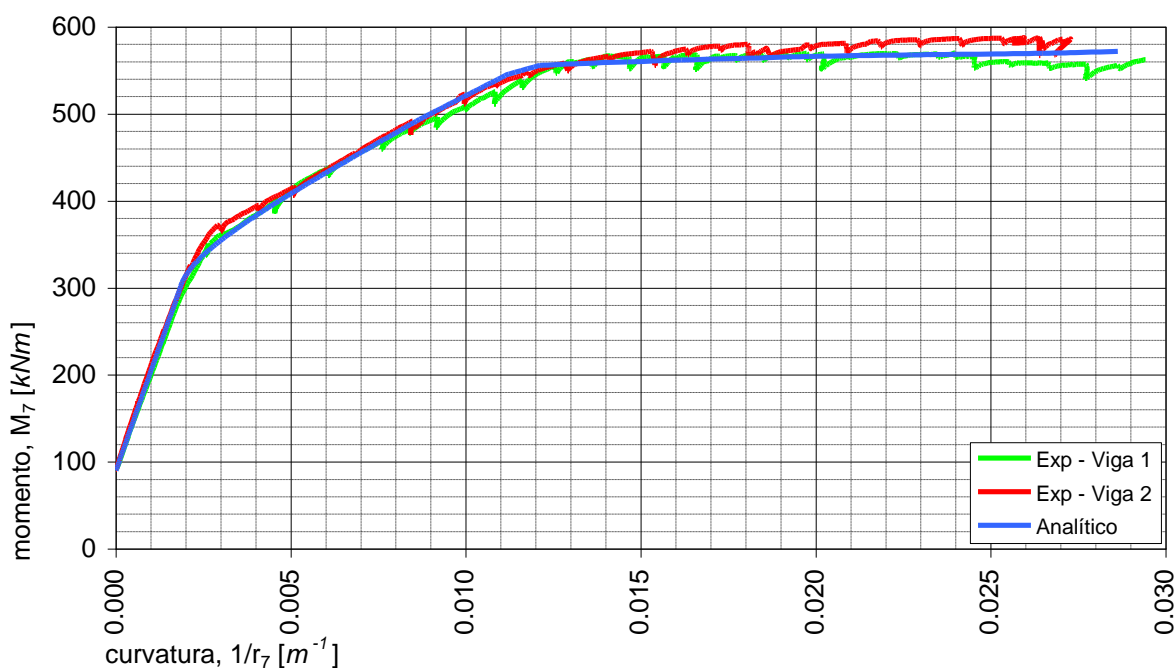


Gráfico 4.7: Comparação do diagrama Momento/Curvatura na secção de meio vão (secção 7) dos ensaios à rotura das vigas 1 e 2 com o determinado analiticamente na simulação

A aproximação observada entre os valores obtidos no ensaio e os correspondentes valores determinados analiticamente valida o modelo analítico utilizado na simulação do comportamento (§4.5.1.2).

4.5.3.2 Relação Força/Deslocamento Vertical

Para as mesmas secções analisadas no §4.5.3.1 (secções 2, 3, 4, 6, 7, 8 e 10), apresentam-se no Gráfico 4.8 e no Gráfico 4.9, respectivamente para a viga 1 e para a viga 2, os resultados obtidos no ensaio à rotura sob a forma de um diagrama Força/Deslocamento desde o início do ensaio até ao instante da rotura. Os valores da força aplicada e do deslocamento vertical em cada secção correspondem aos registos da célula de carga do actuador e dos transdutores de deslocamento, respectivamente.

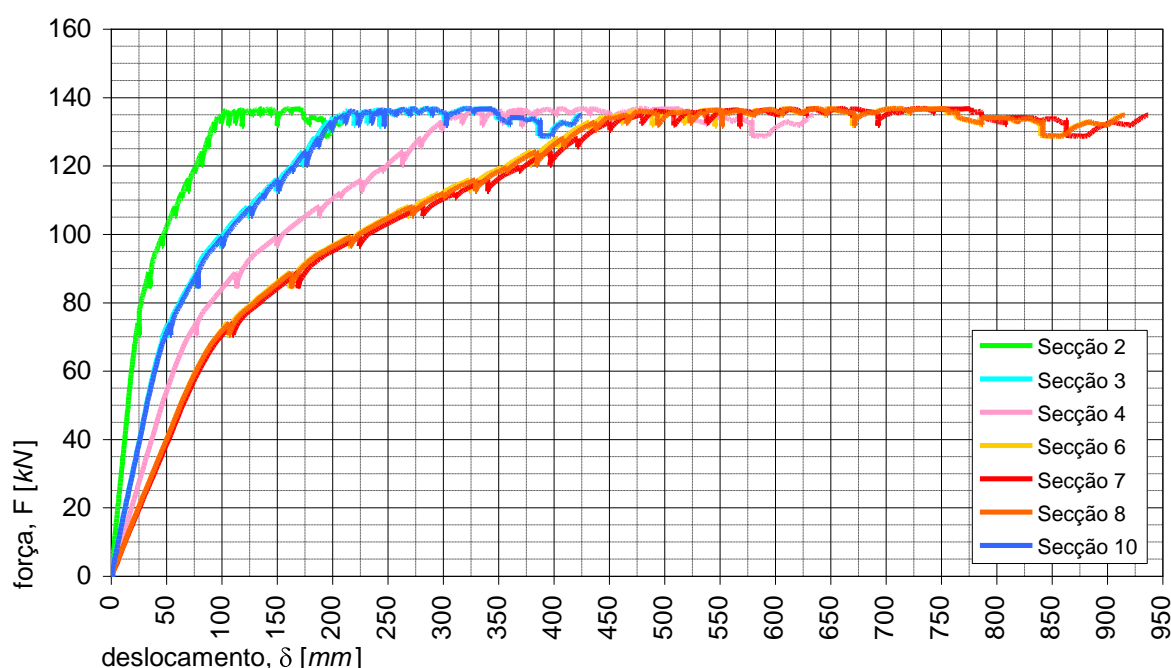


Gráfico 4.8: Diagrama Força/Deslocamento para as diferentes secções instrumentadas no ensaio à rotura da viga 1

De uma forma geral, destacam-se na análise deste diagrama, os mesmos aspectos qualitativos observados no diagrama Momento/Curvatura (§4.5.3.1), como a identificação clara das três fases de comportamento da viga em flexão ou a semelhança de comportamento em secções de posicionamento simétrico.

Adoptando um procedimento idêntico ao utilizado na interpretação quantitativa do diagrama Momento/Curvatura retira-se dos resultados obtidos dois valores:

- a força correspondente ao momento de fissuração – no ensaio da viga 1 observou-se um valor de $F_{cr}^{viga\ 1} = 60\ kN$ e no ensaio da viga 2 um valor de $F_{cr}^{viga\ 2} = 66\ kN$;
- a força correspondente ao momento de rotura – no ensaio da viga 1 observou-se um valor de $F_{rot}^{viga\ 1} = 137\ kN$ e no ensaio da viga 2 um valor de $F_{rot}^{viga\ 2} = 142\ kN$.

Os correspondentes valores determinados analiticamente foram: 59,1 *kN* para a carga associada ao momento de fissuração e 138 *kN* para a carga associada ao momento de rotura.

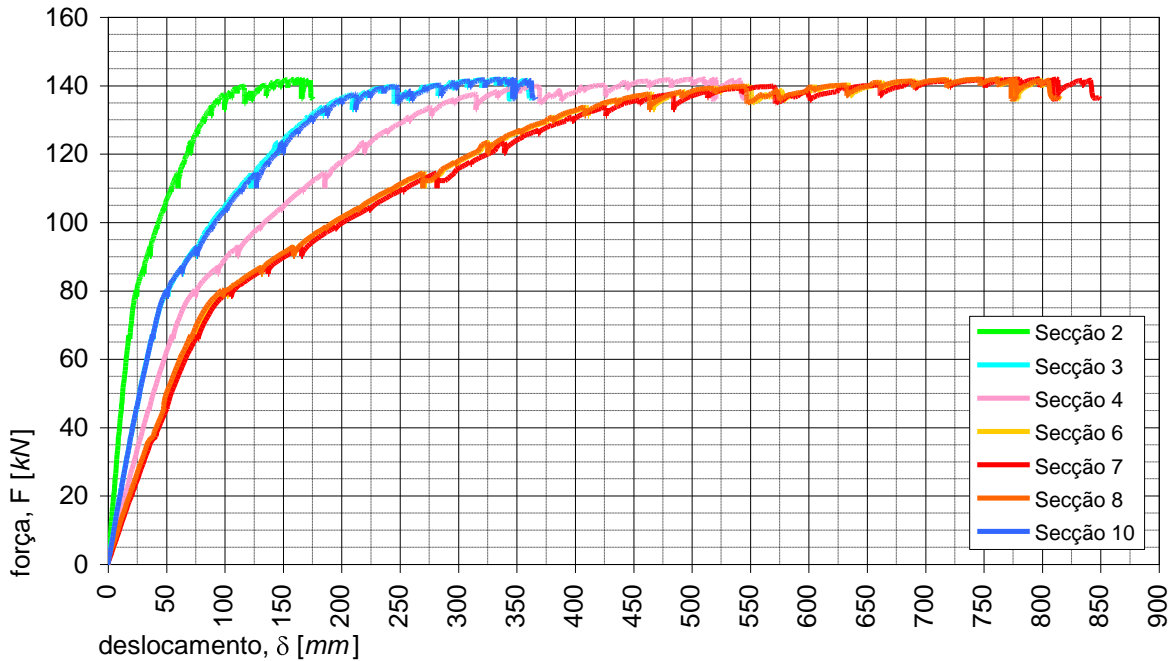


Gráfico 4.9: Diagrama Força/Deslocamento para as diferentes secções instrumentadas no ensaio à rotura da viga 2

Para melhor comparação dos resultados obtidos nos ensaios à rotura das vigas 1 e 2, no Gráfico 4.10 representam-se os diagramas Força/Deslocamento, para a secção de meio vão (secção 7).

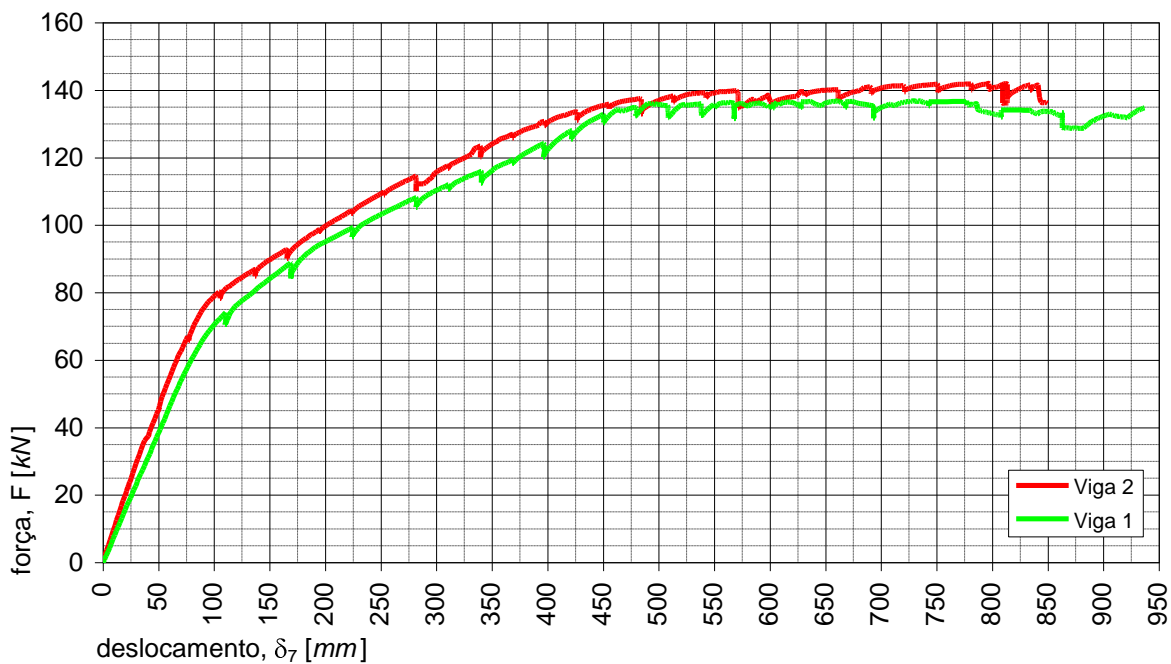


Gráfico 4.10: Comparação do diagrama Força/Deslocamento na secção de meio vão (secção 7) nos ensaios à rotura das vigas 1 e 2

Apesar da semelhança de comportamento das duas vigas nos ensaios à rotura, a viga 2 apresenta uma rigidez de flexão ligeiramente superior à da viga 1.

A explicação pode estar relacionada com a idade do betão à data dos ensaios e, conseqüentemente, com a diferença das suas propriedades mecânicas. A viga 1 foi ensaiada aos 106 dias enquanto a viga 2 foi ensaiada aos 131 dias.

4.5.3.3 Relação Força/Varição das Extensões nas Armaduras

No Gráfico 4.11 e no Gráfico 4.12 representam-se, respectivamente, os resultados obtidos no ensaio à rotura da viga 1 e da viga 2, sob a forma de um diagrama Força/Varição das Extensões nas armaduras localizadas no banzo superior (junto à fibra mais comprimida), na alma e no banzo inferior (ao nível das armaduras mais traccionadas), para a secção de meio vão (secção 7).

Os valores da força aplicada e da variação das extensões nas armaduras foram obtidos, respectivamente, com a célula de carga do actuador e com os extensómetros resistivos colados nas armaduras referidas. Adoptou-se a designação “variação das extensões nas armaduras” pelo facto do valor apresentado corresponder à diferença entre as extensões registadas num determinado instante do ensaio e o valor registado no início do ensaio.

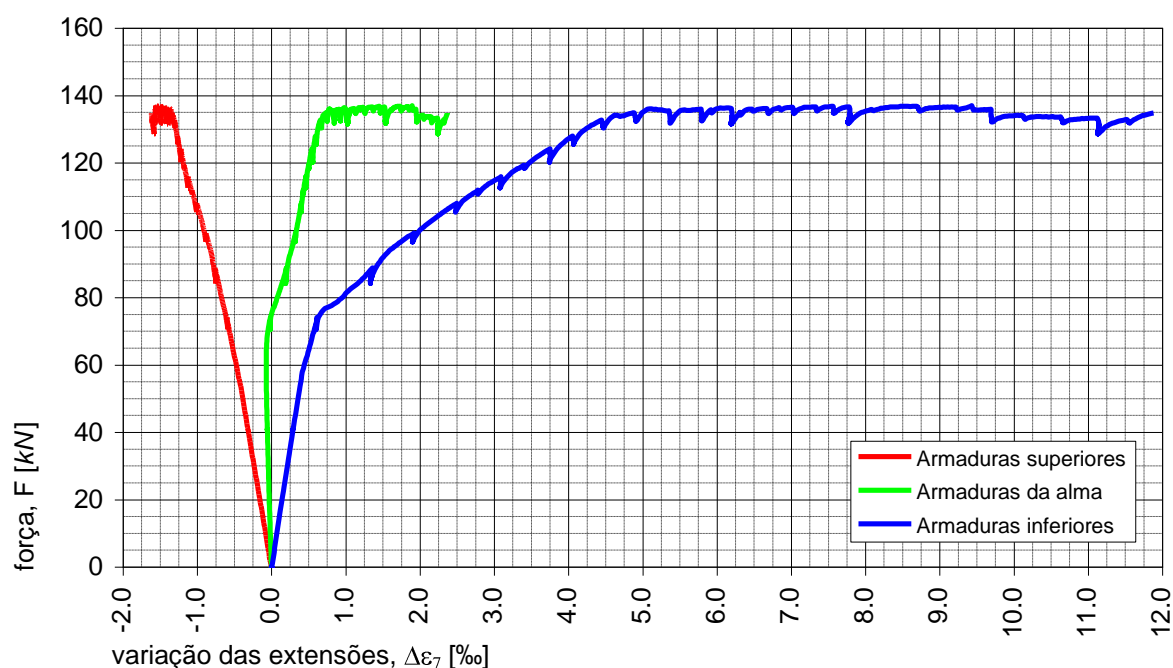


Gráfico 4.11: Diagrama Força/Varição das Extensões nas armaduras da secção de meio vão (secção 7) no ensaio à rotura da viga 1

De referir a adequação dos extensómetros seleccionados para a instrumentação dos ensaios,

tendo sido possível registar a variação das extensões até ao instante de colapso da viga.

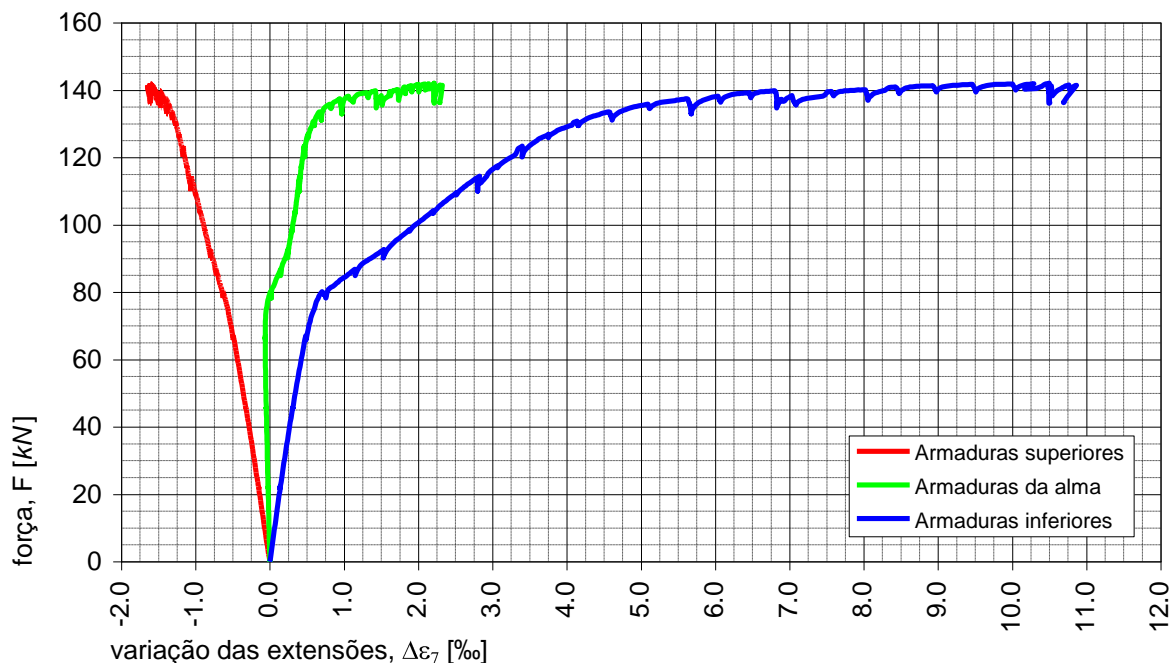


Gráfico 4.12: Diagrama Força/Varição das Extensões nas Armaduras da secção de meio vão (secção 7) no ensaio à rotura da viga 2

As armaduras localizadas abaixo da linha neutra exibem um comportamento afim ao observado no diagrama Momento/Curvatura (§4.5.3.1). Por outro lado observa-se a afinidade entre o comportamento exibido pelas armaduras localizadas acima da linha neutra e a forma dos diagramas tensão-extensão dos betões de alta resistência (§3.1.1.3).

4.5.3.4 Deformadas

No Gráfico 4.13 representam-se as deformadas observadas, para diferentes valores da carga aplicada, ao longo do ensaio à rotura da viga 1.

As deformadas para cargas inferiores a 60 kN correspondem às deformadas observadas em estado I, não fissurado. As deformadas representadas para cargas compreendidas entre 60 e 130 kN correspondem às deformadas observadas para a fase intermédia de comportamento em estado II. As deformadas representadas para cargas superiores a 130 kN correspondem à última fase, associada à plastificação das armaduras traccionadas, de aumento de deformações sem aumento significativo de carga.

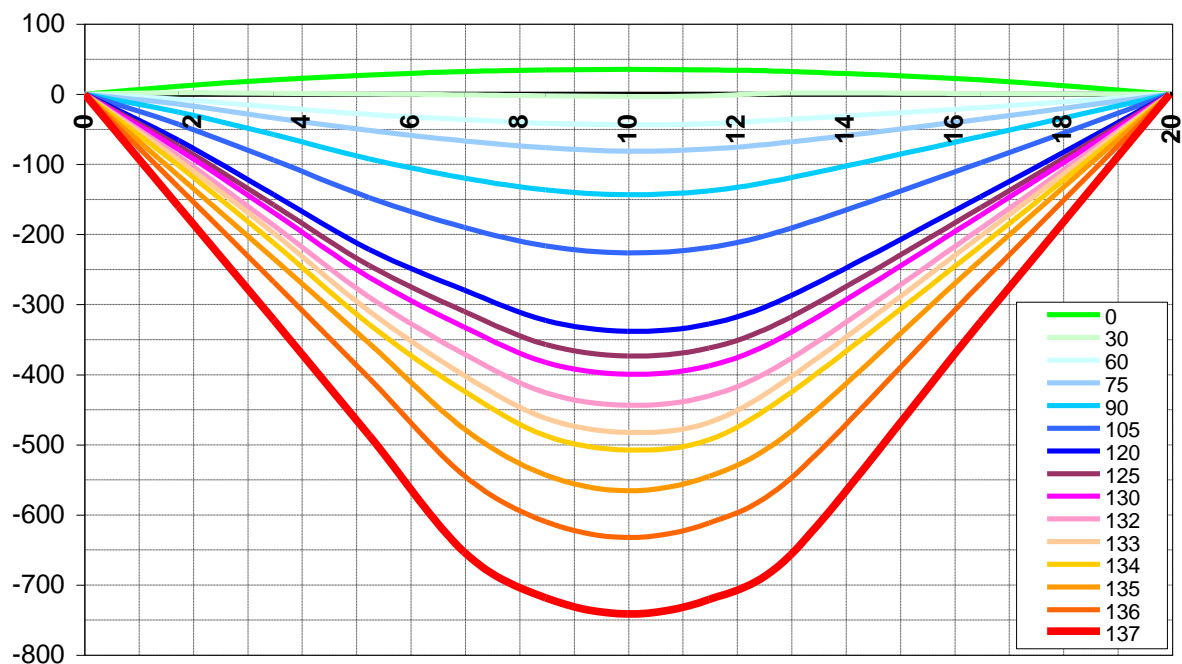


Gráfico 4.13– Deformada [mm] para diferentes valores de carga total aplicada [kN] no ensaio à rotura da viga 1

No Gráfico 4.14 representam-se as deformadas registadas no ensaio à rotura da viga 1 e as correspondentes deformadas determinadas analiticamente na simulação do ensaio (§4.5.1.2).

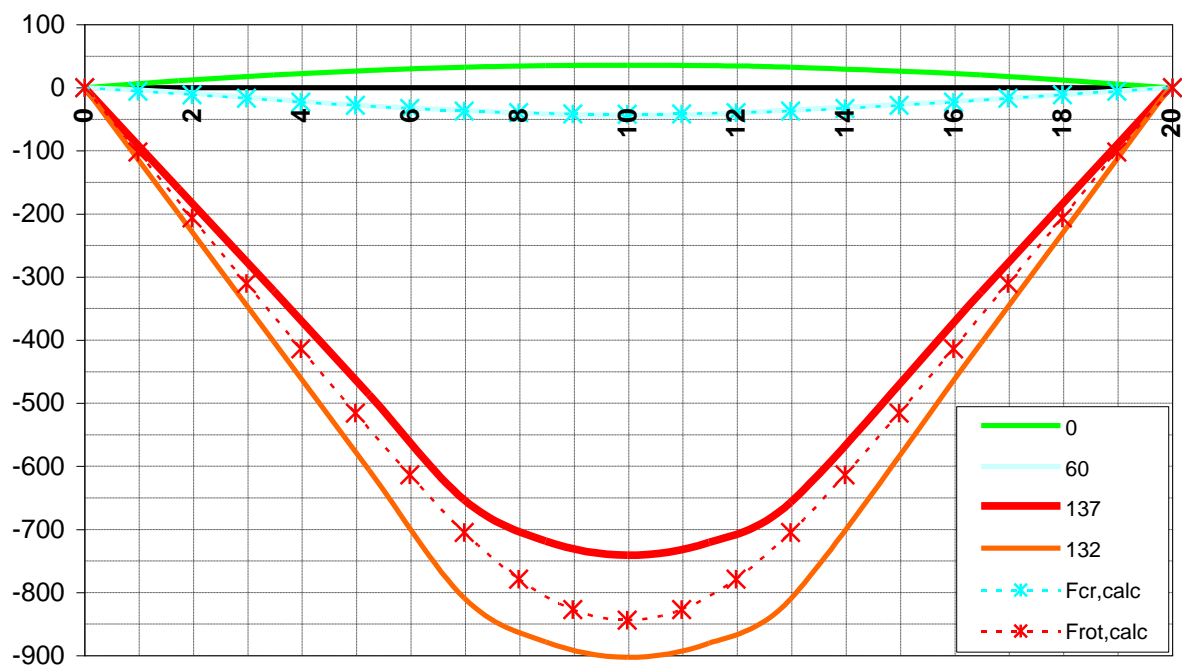


Gráfico 4.14: Comparação das deformadas registadas no ensaio à rotura da viga 1 e as correspondentes deformadas determinadas analiticamente

Para a carga correspondente ao momento de rotura, representam-se três deformadas: duas obtidas experimentalmente (para a carga máxima registada no ensaio – $F_{\text{Max}}=137 \text{ kN}$ – e para a carga verificada imediatamente antes da rotura – $F_{\text{final}}=132 \text{ kN}$) e outra determinada analiticamente para a capacidade teórica da secção ($F_{\text{rot,calc}}$).

Destaca-se do Gráfico 4.14 a coincidência das deformadas experimental e teórica, para a carga correspondente ao momento de fissuração, com uma flecha a meio vão de $\delta_{7,\text{exp}}=43,45 \text{ mm}$ e de $\delta_{7,\text{calc}}=41,86 \text{ mm}$, respectivamente. Observa-se igualmente a boa aproximação conseguida com a simulação analítica na rotura, apesar de, o procedimento e expressões utilizadas serem indicadas apenas para avaliação das deformadas em condições de serviço.

No Gráfico 4.15 representam-se as deformadas observadas, para diferentes valores da carga aplicada, ao longo do ensaio à rotura da viga 2.

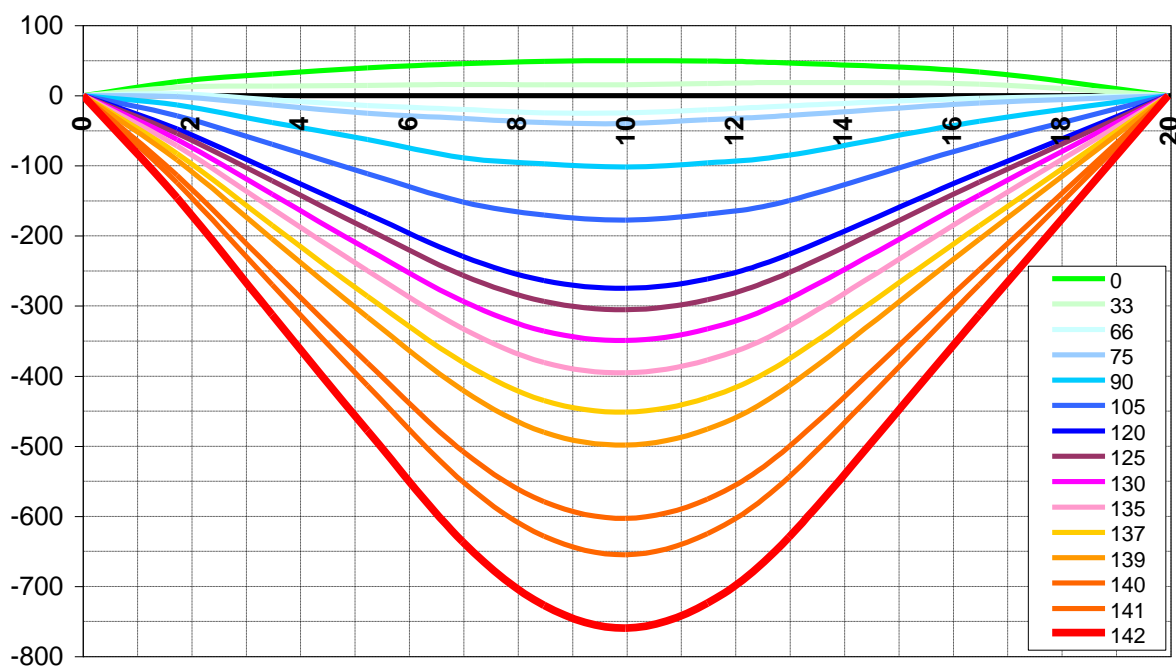


Gráfico 4.15: Deformada [mm] para diferentes valores de carga total aplicada [kN] no ensaio à rotura da viga 2

As deformadas para cargas inferiores a 66 kN correspondem às deformadas observadas em estado I, não fissurado. As deformadas representadas para cargas compreendidas entre 66 e 135 kN correspondem às deformadas observadas para a fase intermédia de comportamento em estado II. As deformadas representadas para cargas superiores a 135 kN correspondem à fase de aumento de deformações sem aumento significativo de carga, associada à plastificação das armaduras traccionadas.

No Gráfico 4.16 representam-se as deformadas registadas no ensaio à rotura da viga 2 e as correspondentes deformadas determinadas analiticamente (§4.5.1.2).

De forma análoga ao efectuado na interpretação dos resultados do ensaio à rotura da viga 1, para a carga correspondente ao momento de rotura representam-se três deformadas: duas obtidas experimentalmente (para a carga máxima registada no ensaio – $F_{\text{Max}}=142 \text{ kN}$ – e para a carga verificada imediatamente antes da rotura – $F_{\text{final}}=136 \text{ kN}$) e outra determinada analiticamente para a capacidade teórica da secção ($F_{\text{rot,calc}}$).

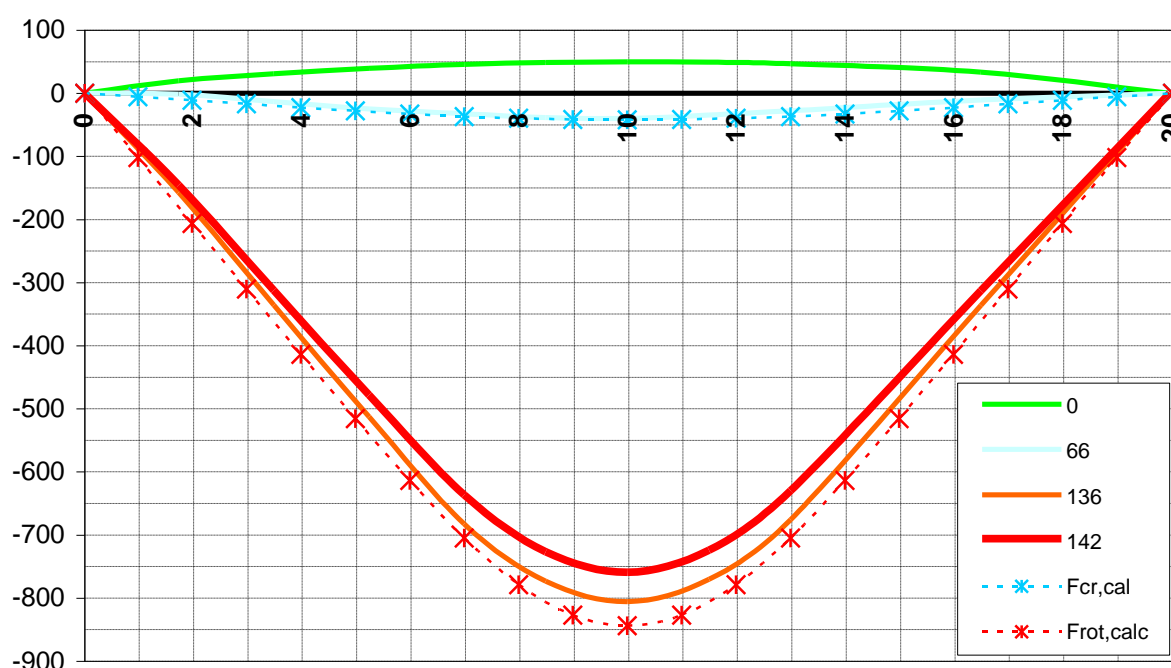


Gráfico 4.16: Comparação das deformadas registadas no ensaio à rotura da viga 2 e as correspondentes deformadas determinadas analiticamente

Na análise do Gráfico 4.16, para a carga correspondente ao momento de fissuração, observa-se uma maior diferença entre as deformadas experimental e teórica que a verificada no ensaio à rotura da viga 1. Os valores da flecha a meio vão indicados são $\delta_{7,\text{exp}}=39,86 \text{ mm}$ e $\delta_{7,\text{calc}}=41,86 \text{ mm}$.

Definindo índice de ductilidade [231] de acordo com o exposto no §4.1.2.3, como a razão entre a flecha na rotura e a flecha na cedência das armaduras traccionadas, os resultados experimentais mostram que tanto a viga 1 como a viga 2 evidenciam comportamento dúctil em flexão, exibindo um índice de ductilidade da ordem de 2.

4.5.3.5 Resultados obtidos por fotogrametria

No Gráfico 4.17 apresentam-se as deformadas obtidas a partir dos registos dos deflectómetros (valores identificados com a legenda *Med*), e as correspondentes deformadas obtidas por fotogrametria (valores identificados com a legenda *Foto*), para 6 valores de deslocamento imposto pelo actuador (valores indicados com a legenda *[xxx]*, onde *xxx* representa o deslocamento imposto pelo actuador em *mm*), durante o ensaio à rotura da viga 2.

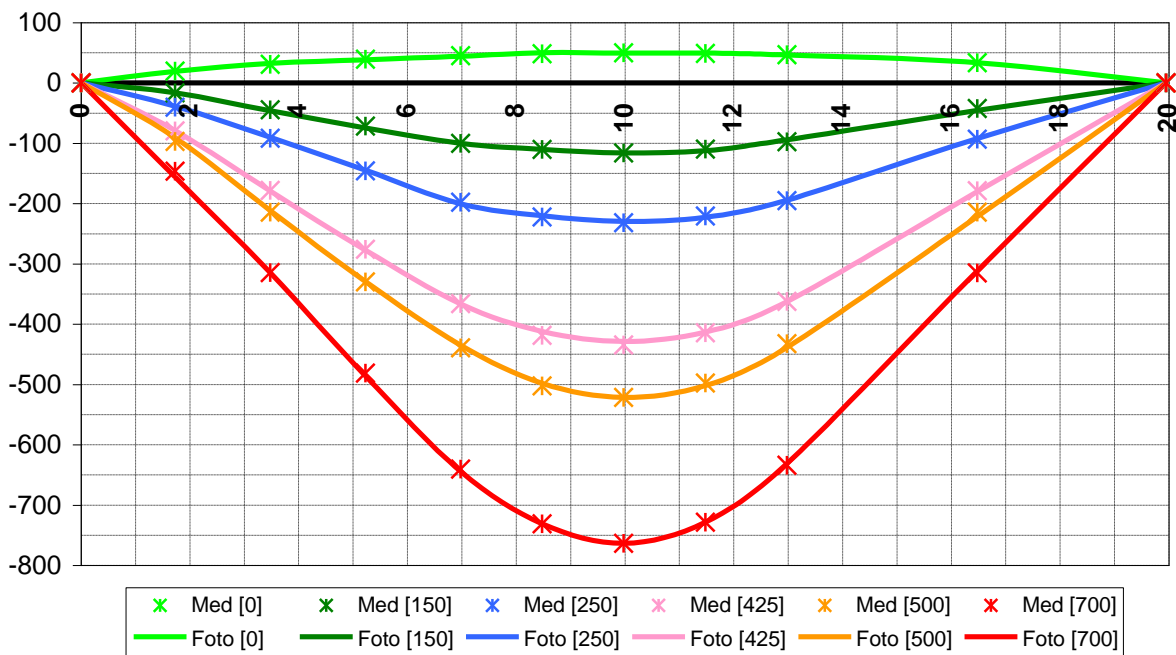


Gráfico 4.17: Comparação das deformadas obtidas com o registo dos deflectómetros e com a fotogrametria para 6 deslocamentos do actuador no ensaio à rotura da viga 2

Observou-se uma coincidência entre as deformadas obtidas pelos dois métodos, com um erro inferior a 1 *mm*, validando os valores obtidos com a técnica de fotogrametria na monitorização destes ensaios.

4.6 Conclusões

Tanto pelo seu comportamento reológico em estado fresco, como pelas suas características mecânicas, o betão desenvolvido é adequado para a prefabricação de vigas esbeltas de grande vão pré-esforçadas.

Os ensaios de caracterização dinâmica permitiram quantificar o amortecimento das vigas e avaliar um módulo de elasticidade semelhante ao obtido nos ensaios de caracterização mecânica.

Verificou-se uma boa correlação dos resultados experimentais com a simulação analítica desenvolvida, nomeadamente, em termos de momento de fendilhação, momento resistente e deformações.

O diagrama tensão-extensão de análise preconizado pelo Eurocódigo 2 [68], utilizado na simulação analítica revelou-se adequado, tendo-se obtido uma boa aproximação ao comportamento instantâneo da viga em flexão.

São válidos os critérios de análise e dimensionamento adoptados, na generalidade os constantes do Eurocódigo 2 [68].

É possível, com o procedimento exposto no Anexo B, avaliar as perdas de pré-esforço com boa precisão, desde que se possa caracterizar o comportamento diferido do BAR (retracção e fluência).

Do ponto de vista qualitativo, as vigas apresentaram, nos ensaios à rotura, três fases distintas: uma fase inicial em estado I, não fissurado; uma fase intermédia em estado II, após estabilização da fissuração do betão traccionado; e uma fase final, de aumento de deformações sem aumento significativo de carga, correspondente à plastificação das armaduras traccionadas. Este comportamento é afim ao verificado usualmente em vigas de betão normal.

Apesar da menor deformabilidade e do carácter frágil que caracteriza a rotura do BAR em compressão, as vigas ensaiadas exibiram comportamento dúctil em flexão semelhante ao obtido em outros estudos [55, 182, 231, 240], com um índice de ductilidade da ordem de 2.

C a p í t u l o 5

Comportamento Diferido de Vigas de Grande Vão Prefabricadas em BAR Pré-Esforçado

5.1 Introdução

No capítulo 3 realizaram-se ensaios de caracterização do comportamento diferido do BAR utilizado no fabrico das vigas. O comportamento exibido e o desajuste dos modelos de avaliação da fluência dos diferentes códigos (EC 2, MC 90, REBAP) antecipam um comportamento diferido de vigas em BAR diferente do estimado através destes.

Para vigas em betão de resistência normal, dimensionadas de acordo com os códigos (*e.g.*, EC 2 e REBAP) aos estados limite últimos, a verificação explícita aos estados limite de serviço raramente é necessária.

Por outro lado, a utilização de BARs permite uma redução significativa das secções, sendo possível conceber vigas com altura inferior aos limites mínimos previstos em muitos códigos de dimensionamento e portanto, com maiores deformações. Nestas circunstâncias, as deformações elásticas e diferidas assumem maior importância relativa, podendo o dimensionamento de vigas em BAR passar a ser condicionado pelo comportamento em serviço [264].

Apesar da crescente utilização de BARs em elementos estruturais sujeitos a flexão e da necessidade de caracterizar o seu comportamento diferido, são ainda escassos os resultados publicados.

Roller *et al.* [258], analisaram o comportamento de longarinas de tabuleiro de pontes para um vão de 21 *m*, com uma secção I normalizada AASHTO de 1372 *mm* de altura, fabricadas com um betão de 69 *MPa* de tensão de rotura à compressão aos 28 dias. Foram fabricadas 4 vigas, tendo sido utilizadas duas para a caracterização do comportamento em flexão a idades jovens [51, 256] e duas para caracterização do comportamento diferido. Destas últimas, uma foi sujeita a uma solicitação estática de valor idêntico à carga de serviço durante 18 meses e a outra foi sujeita a 5

milhões de ciclos de carga de fadiga.

No ensaio estático foi observado que as perdas de pré-esforço ao fim de 18 meses eram 50% inferiores aos valores calculados de acordo com as recomendações do *PCI Committee on Prestress Losses* [235] e da AASHTO [4]. A avaliação da retracção e da fluência do betão em provetes normalizados permitiu observar a influência directa destas propriedades mecânicas nos resultados obtidos nas perdas de pré-esforço. No que respeita a deformações, os resultados obtidos foram consistentes com as menores perdas de pré-esforço observadas sendo inferiores em cerca de 50% às estimadas.

Estes aspectos constituíram motivação para a realização de um ensaio experimental de caracterização do comportamento diferido das vigas.

Neste capítulo apresenta-se o estudo realizado, comparam-se os resultados obtidos com o comportamento estimado por uma simulação analítica, e apresentam-se os principais resultados e conclusões.

5.2 Ensaio de caracterização e avaliação do comportamento diferido das vigas

5.2.1 Concepção e descrição do ensaio

À semelhança do procedimento adoptado para a concepção dos ensaios à rotura, nos ensaios de caracterização e avaliação do comportamento diferido das vigas foram consideradas as características geométricas e mecânicas dos elementos estruturais a ensaiar, tendo em conta os recursos e equipamento disponíveis e as condições adoptadas em trabalhos científicos semelhantes.

5.2.1.1 Esquema estrutural do ensaio

Tendo como objectivo a obtenção de resultados susceptíveis de serem comparados com os dos ensaios à rotura, decidiu-se adoptar o mesmo esquema de carregamento. Assim, o esquema estrutural é o de uma viga simplesmente apoiada, carregada por duas forças concentradas distando entre si de 6,00 m e localizadas a 6,83 m do apoio mais próximo, de acordo com o esquema da Figura 5.1.

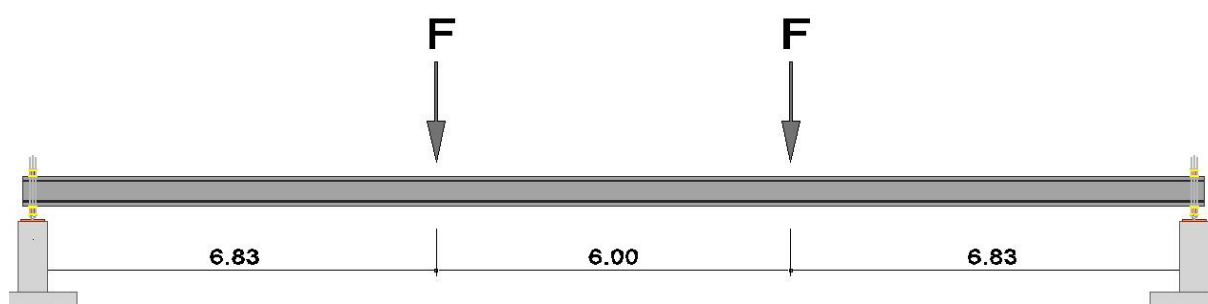


Figura 5.1: Esquema estrutural do ensaio de caracterização e avaliação do comportamento diferido

5.2.1.2 Sistema de carregamento

Definiu-se uma duração mínima dos ensaios de dois anos. Concebeu-se um sistema de carregamento constituído por dois separadores de estrada em betão (*New Jersey*) com 6,30 m de comprimento, cada um deles apoiado em duas chapas de aço de 15×30×3 cm³ (Figura 5.2). Sobre estes separadores, apoiaram-se simetricamente blocos em betão, que serviram de apoio às vigas submetidas aos ensaios à rotura, completando a totalidade da carga de ensaio definida (~50% da carga de rotura das vigas).



Figura 5.2: Pormenor do sistema de apoio e carregamento no ensaio de caracterização e avaliação do comportamento diferido

No Quadro 5.1 apresenta-se o peso próprio de cada uma das vigas e no Quadro 5.2 dos blocos.

Quadro 5.1: Peso próprio das vigas ensaiadas

| Elemento | Peso Total [kN] | Peso Unitário [kN/m] |
|----------|-----------------|----------------------|
| Viga 3 | 37,14 | 1,86 |
| Viga 4 | 38,40 | 1,92 |

Quadro 5.2: Peso dos blocos de betão utilizados no ensaio de caracterização e avaliação do comportamento diferido

| Elemento | Peso [kN] |
|---|--------------|
| Separador de estrada 1 | 27,38 |
| Separador de estrada 2 | 27,40 |
| Bloco intermédio 1 | 21,22 |
| Bloco intermédio 2 | 21,36 |
| Bloco exterior 1 | 18,45 |
| Bloco exterior 2 | 18,45 |
| Carga média aplicada em cada ponto (F) | 33,56 |

5.2.1.3 Instrumentação e sistema de aquisição de dados

De forma a maximizar a informação recolhida, tendo em conta o número limitado de canais disponível (50), definiram-se nove secções de instrumentação de acordo com o esquema representado na Figura 5.3. Para maior clareza adoptou-se a mesma numeração de secções

utilizada nos ensaios à rotura.

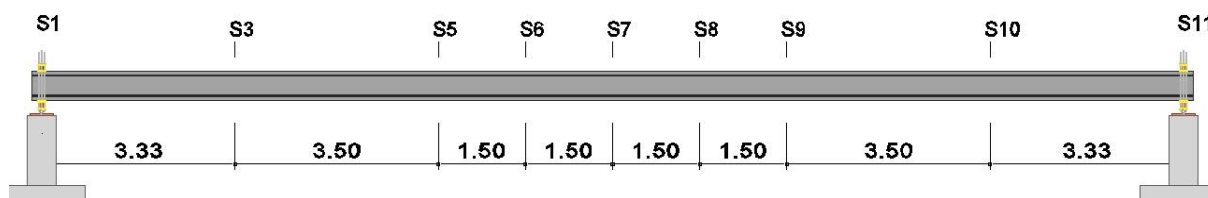


Figura 5.3: Definição e localização das secções instrumentadas nos ensaios de caracterização e avaliação do comportamento diferido das vigas

A aferição das cargas aplicadas nos ensaios diferidos foi previamente efectuada. Colocaram-se duas células de carga em cada uma das secções 1 e 11 (secções de apoio da viga) tendo-se determinado o peso próprio de cada viga, individualmente. De forma análoga determinou-se o peso de cada bloco de betão utilizado para efectuar o carregamento das duas vigas.

A monitorização da evolução da deformada da viga ao longo do tempo foi efectuada por fotogrametria e através de transdutores de deslocamento. Na secção 3 e 10 colocaram-se transdutores TML CDP 50 (com um curso total de 50 mm), na secção 5 e 9 TML CDP 100 (com um curso total de 100 mm) e, na secção 7 TML SDP 200R (com um curso total de 200 mm) (Figura 5.4).

As extensões ao nível das armaduras superiores, das armaduras longitudinais da alma e das armaduras inferiores de pré-esforço, foram avaliadas com extensómetros colados nas armaduras ordinárias, tendo sido instrumentadas as secções 3, 6, 7, 8 e 10. Foram utilizados extensómetros resistivos TML FLK-6-11 (120 Ω), permitindo registos até uma extensão de 30‰, colados aos pares em geratrizes opostas de varões de $\phi 5$ mm, de forma análoga à realizada nas vigas dos ensaios à rotura (Figura 4.30).

O sistema de aquisição e registo utilizado, consistiu num *Data Logger* TML TDS-602 com 30 canais, associado a uma caixa de extensões TML ISW-50C com 50 canais, com uma velocidade de aquisição de 0,06 segundos/canal e uma resolução de $0,1 \times 10^{-6}$ (Figura 5.5).

Devido à longa duração deste ensaio decidiu-se utilizar apenas os canais existentes na caixa de extensões, de modo a permitir a retirada do *Data Logger* durante certos períodos de tempo, sem perder informação. Para prevenir qualquer falha de energia que pudesse comprometer a continuidade de registos, ligaram-se todos os equipamentos de aquisição e registo a uma fonte de alimentação ininterrupta (UPS).



Figura 5.4: *Transdutores de deslocamento para medição dos deslocamentos verticais no ensaio de caracterização e avaliação do comportamento diferido*



Figura 5.5: *Sistema de aquisição e registo utilizado no ensaio de caracterização e avaliação do comportamento diferido*

De forma análoga ao ocorrido no ensaio à rotura e conforme referido anteriormente, para além da instrumentação com transdutores de deslocamento, os ensaios diferidos foram monitorizados por fotogrametria terrestre, no âmbito de uma dissertação de mestrado [287]. Com esta técnica foi possível a definição global da deformada em várias fases do ensaio. Para a sua aplicação, foram coladas miras no banzo superior, no banzo inferior e a meia altura da alma, espaçadas de $0,50\text{ m}$, ao longo do comprimento total das vigas. As imagens fotográficas foram obtidas com uma câmara SLR digital Nikon D70, tendo-se registado imagens de alta resolução com 3008×2000 pixels em formato NEF (*Nikon Electronic Format*). O *software* utilizado na fotogrametria foi o *PhotoModeler PRO 4.0*. Na Figura 5.6 ilustra-se a aplicação de fotogrametria terrestre neste ensaio.



Figura 5.6: Aplicação de fotogrametria terrestre ao levantamento da deformada nos ensaios diferidos

5.2.1.4 Simulação do comportamento diferido das vigas

Adoptando um procedimento semelhante ao realizado nos ensaios à rotura (§4.5.1.2) simulou-se o ensaio de comportamento diferido das vigas. Utilizou-se para esse efeito uma determinação analítica. Os resultados da simulação foram posteriormente comparados com os resultados experimentais obtidos ao longo do ensaio (§5.2.3.2).

Simularam-se 4 situações correspondentes a instantes ou intervalos de tempo:

- instante imediatamente após a transferência do pré-esforço ($t=-127 d$), 7 dias após a betonagem das vigas;
- intervalo entre o instante de transferência do pré-esforço ($t=-127 d$) e o instante imediatamente anterior ao carregamento das vigas nos ensaios diferidos ($t=-0$), 134 dias após a betonagem das vigas;
- instante imediatamente após a aplicação do carregamento às vigas nos ensaios diferidos ($t=+0$);
- intervalo entre o instante imediatamente após a aplicação do carregamento ($t=+0$) e 90 dias após a aplicação do carregamento ($t=90 d$), 224 dias desde a betonagem das vigas.

Para as propriedades mecânicas e reológicas do betão (módulo de elasticidade, resistência à compressão, retracção e fluência), foram utilizados os valores experimentais obtidos nos ensaios de caracterização material (§3.2). Como não se dispunha de resultados experimentais de fluência para um carregamento aos 134 dias de idade do betão, adoptaram-se para estas deformações de fluência os valores estimados pelo modelo Bouygues-LCPC, exposto no §3.1.7.5 e representadas no Gráfico 3.16.

Para as propriedades mecânicas das armaduras ordinárias e das armaduras de pré-esforço foram utilizados os valores apresentados, respectivamente, no Quadro 4.5 e Quadro 4.6, determinados experimentalmente.

A determinação analítica foi efectuada pelo procedimento descrito no §4.5.1.2. Assim, no instante da transferência do pré-esforço ($t=-127 d$) determinou-se o estado de tensão/extensão em 19 secções da viga equidistantes entre si de 1 *m*, com o programa de análise exposto no §4.2.3, para o nível de pré-esforço aplicado nas vigas durante o fabrico (1430 *MPa* para os 12 cordões aderentes e 1160 *MPa* para os 2 cordões não aderentes). A partir destes valores determinaram-se as curvaturas e, pela sua integração, a deformada neste instante. Obteve-se uma flecha a meio vão de -24,6 *mm* (contra-flecha) e uma tensão média das armaduras de pré-esforço após a transferência de 1365 *MPa*.

Entre este instante ($t=-127 d$) e o instante imediatamente anterior ao carregamento ($t=0$) os efeitos da retracção, fluência e relaxação na viga foram simulados pela metodologia apresentada no Anexo B. Os efeitos acumulados até ao final deste período ($t=0$), determinaram-se por sobreposição de efeitos, a partir da expressão:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_O \\ \frac{1}{r} \end{Bmatrix}^{t=0} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_O \\ \frac{1}{r} \end{Bmatrix}^{t=-127 d} + \begin{Bmatrix} \Delta \varepsilon_O \\ \Delta \frac{1}{r} \end{Bmatrix}^{t=-127 d, t=0} \quad (5.1)$$

nas secções analisadas. De forma análoga, a partir destes valores determinaram-se as curvaturas e pela sua integração a deformada neste instante. Obteve-se uma flecha a meio vão de -53,3 *mm* (contra-flecha) e uma tensão média das armaduras de pré-esforço de 1200 *MPa*.

No instante $t=0$ aplicou-se o carregamento de ensaio. Para o nível de pré-esforço instalado neste instante, com o programa de análise determinou-se o estado de tensão/extensão nas secções analisadas. Como a carga total aplicada (67,2 *kN*) ultrapassava a capacidade de algumas secções em estado I ($F_{cr,cal}=59,1$ *kN*), a extensão (ε_O) e a curvatura ($1/r$) no instante ($t=+0$) foram determinadas ponderando os efeitos em estado I e estado II pela expressão [115]:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_O \\ \frac{1}{r} \end{Bmatrix}_m^{t=+0} = 1-\zeta \begin{Bmatrix} \varepsilon_O \\ \frac{1}{r} \end{Bmatrix}_I^{t=+0} + \zeta \begin{Bmatrix} \varepsilon_O \\ \frac{1}{r} \end{Bmatrix}_{II}^{t=+0} \quad (5.2)$$

com ζ determinado de acordo com a expressão (4.14) [68].

Associando os efeitos, no final deste período ($t=+0$), obteve-se uma flecha a meio vão de 12,6 *mm* e uma tensão média das armaduras de pré-esforço de 1260 *MPa*.

De forma análoga ao já exposto, associando os efeitos no intervalo $[t=+0;t=90 d]$ aos efeitos totais no início do intervalo ($t=+0$), no final deste período ($t=90 d$), obteve-se uma flecha a meio vão de 53,1 mm e uma tensão média das armaduras de pré-esforço de 1300 MPa.

No Quadro 5.3 apresenta-se um resumo dos valores obtidos nesta simulação e no Anexo E apresenta-se a totalidade dos valores determinados.

Quadro 5.3: Resumo dos valores obtidos na previsão do comportamento diferido das vigas

| Instante | Flecha a meio vão [mm] | Tensão nas armaduras de pré-esforço superiores [MPa] | Tensão nas armaduras de pré-esforço inferiores [MPa] |
|--|------------------------|--|--|
| Antes de transferir o pré-esforço | - | 1160 | 1430 |
| Após transferência do pré-esforço ($t=-127 d$) | -24,6 | 1130 | 1365 |
| Antes do carregamento de ensaio ($t=0$) | -53,3 | 1005 | 1200 |
| Após carregamento de ensaio ($t=+0$) | 12,6 | 930 | 1260 |
| 90 dias após o carregamento ($t=90 d$) | 53,1 | 870 | 1300 |

5.2.2 Preparação e desenvolvimento do ensaio

Neste ponto descreve-se a preparação e o desenvolvimento dos ensaios diferidos das vigas em duas fases: a primeira, correspondente ao carregamento das vigas; a segunda, correspondente ao desenvolvimento ao longo do tempo.

A primeira fase compreendeu um conjunto de operações relacionadas com a montagem do ensaio e carregamento das vigas. Antes de iniciar o carregamento das vigas, colocou-se a instrumentação nas secções definidas, ligou-se o sistema de aquisição de dados e efectuou-se a primeira toma de fotografias, com vista ao projecto fotogramétrico (Figura 5.7).



Figura 5.7: Instalação após colocação da instrumentação e antes de qualquer carregamento

De seguida, os separadores foram colocados sobre as vigas de modo a que o centro de gravidade de cada um deles coincidissem com o eixo longitudinal das vigas (Figura 5.8).



Figura 5.8: Colocação dos separadores de estrada

Depois colocaram-se os blocos intermédios sobre os separadores nos locais previamente definidos, garantindo a simetria de carregamento tanto na direcção longitudinal como na direcção transversal da instalação pela colocação destes blocos em locais rigorosamente determinados. Seguiu-se a colocação dos blocos exteriores de carregamento, seguindo os mesmos princípios e cuidados referidos para a colocação dos outros blocos.

Terminadas as operações de aplicação do carregamento (Figura 5.9), fez-se um registo fotogramétrico para definição da deformada 1 hora após esse instante.



Figura 5.9: Aspecto final da instalação após a colocação de todas as cargas

Durante todo o tempo de carregamento o sistema de aquisição e registo manteve-se ligado, efectuando registos a cada 15 segundos. Esta periodicidade de aquisição de resultados foi mantida até às 2 horas após o carregamento. Ao fim de 2 horas a periodicidade de registos

passou a 5 minutos, mantendo-se até decorridas 24 horas desde a conclusão da operação de carregamento. A partir desse momento a periodicidade de aquisição de resultados passou a ser de 1 hora.

Decorridos 90 dias após o início do ensaio fez-se novo registo fotogramétrico.

As condições termo-higrométricas do local de ensaio foram monitorizadas desde o início. Na Figura 5.10 representam-se folhas de registo dessas condições.

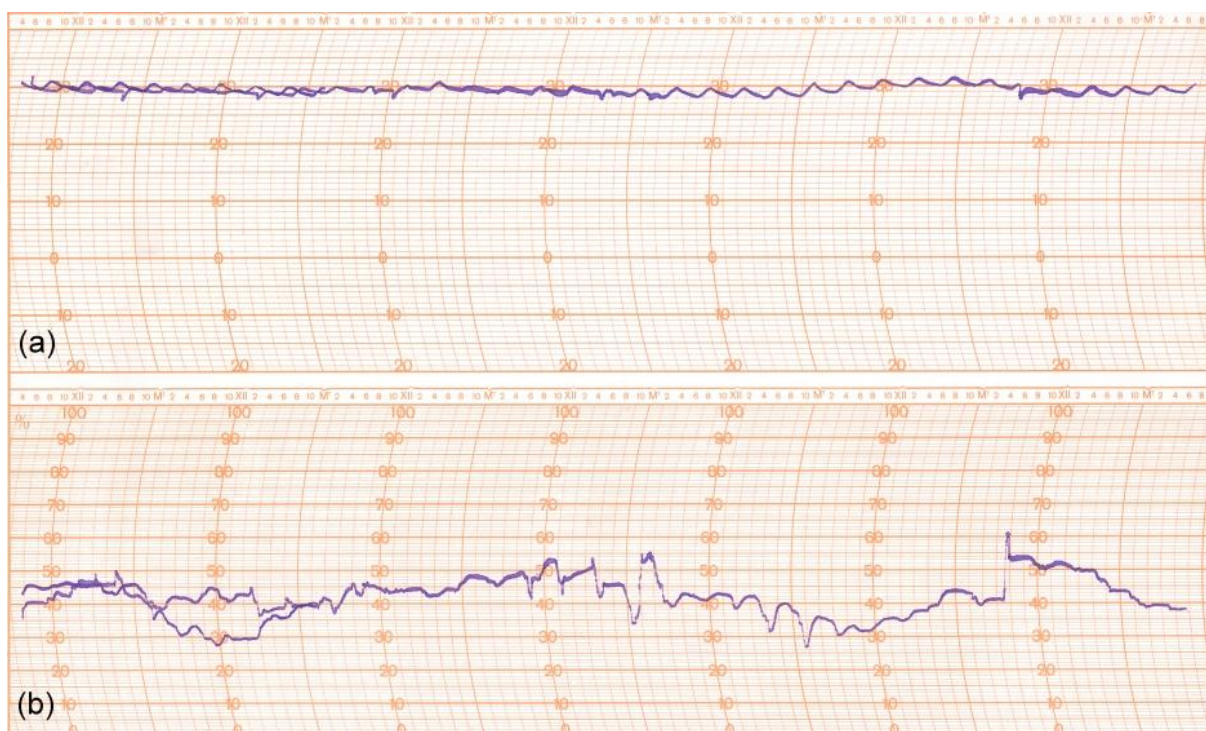


Figura 5.10: Registo das condições termo-higrométricas nos ensaios de comportamento diferido das vigas
(a) temperatura; (b) humidade relativa

Actualmente as vigas ainda se encontram sujeitas ao carregamento realizado. Os resultados experimentais em análise reportam-se aos primeiros 290 dias. Prevê-se a sua descarga ao fim de 2 anos e a medição da recuperação das deformações das vigas.

Posteriormente, as vigas serão ensaiadas até à rotura de forma idêntica ao exposto no §4.5 e avaliado o seu comportamento. Após estes ensaios, o pré-esforço efectivamente instalado será avaliado, adoptando um procedimento idêntico ao exposto no §4.5.2.

5.2.3 Resultados e discussão

5.2.3.1 Resultados experimentais

No Gráfico 5.1 e no Gráfico 5.2, apresentam-se as deformadas, antes do carregamento e obtidas em diferentes instantes do ensaio diferido das vigas 3 e 4, respectivamente.

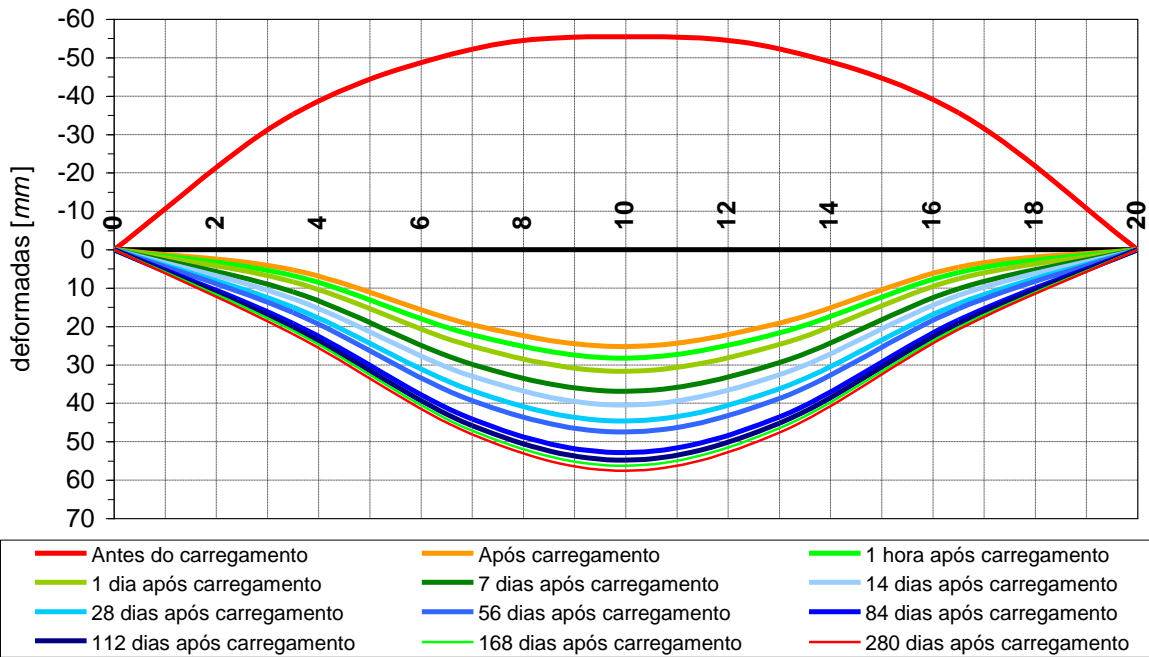


Gráfico 5.1: Deformadas da viga 3 observadas ao longo da execução do ensaio

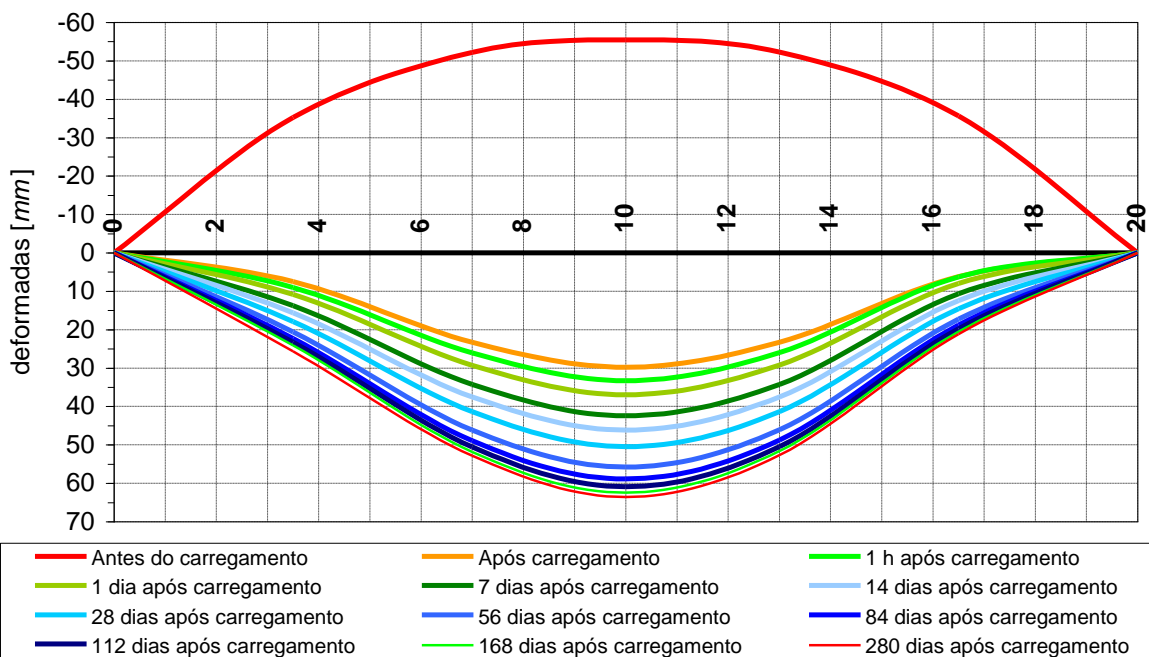


Gráfico 5.2: Deformadas da viga 4 observadas ao longo da execução do ensaio

Observa-se uma acentuada evolução da deformada nos primeiros 7 dias. Entre os 7 e os 112 dias essa evolução é menor. A partir dos 112 dias as deformações praticamente estabilizaram.

Este comportamento é semelhante ao observado nos ensaios de caracterização das propriedades reológicas do betão de alta resistência (§3.2.2.3) e idêntico ao observado nos estudos realizados por Roller *et al.* [258], Samra [264] e Oh e Yang [223, 224].

No Gráfico 5.3 representa-se a evolução com o tempo da flecha total na secção de meio vão (secção 7) de ambas as vigas.

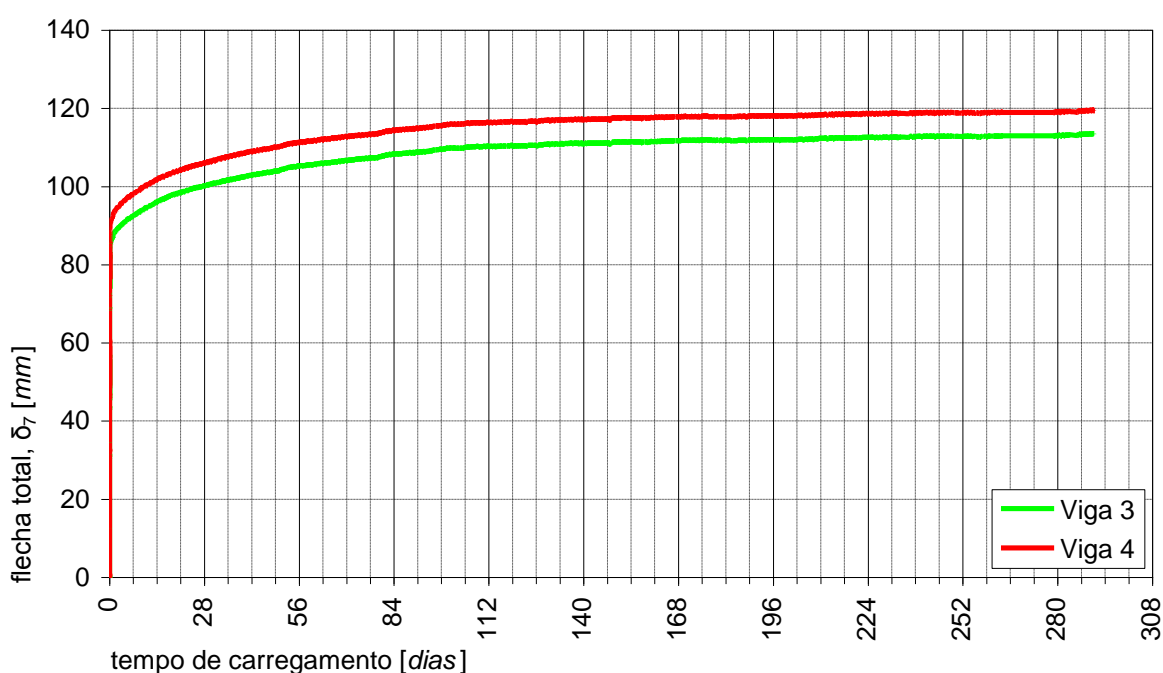


Gráfico 5.3: Evolução da flecha total na secção de meio vão (secção 7) ao longo do tempo

Observa-se que a viga 4 exibiu uma flecha, na secção de meio vão, superior em cerca de 5 mm ao valor exibido pela viga 3. Esta diferença manteve-se constante ao longo de todo o ensaio e foi observada logo a partir do instante de colocação do primeiro elemento de carga (os separadores de estrada).

Durante o fabrico destas vigas foram betonados provetes para avaliação das propriedades do betão utilizado. A semelhança dos resultados obtidos para o betão das duas vigas, nomeadamente no que respeita à resistência à compressão (ver Gráfico 3.4), ao módulo de elasticidade (ver Gráfico 3.7) e à retracção e fluência (ver Gráfico 3.11), não justifica a diferença observada no Gráfico 5.3. Uma possível explicação poderá estar associada ao facto da viga 4 apresentar, na face superior, alguma fissuração de retracção plástica, que se julga ter origem em deficiente condição inicial de cura.

No Gráfico 5.4 apresenta-se a evolução com o tempo da relação entre a flecha total e a flecha elástica na secção de meio vão (secção 7), considerada como o deslocamento vertical observado no instante imediatamente após a aplicação do carregamento.

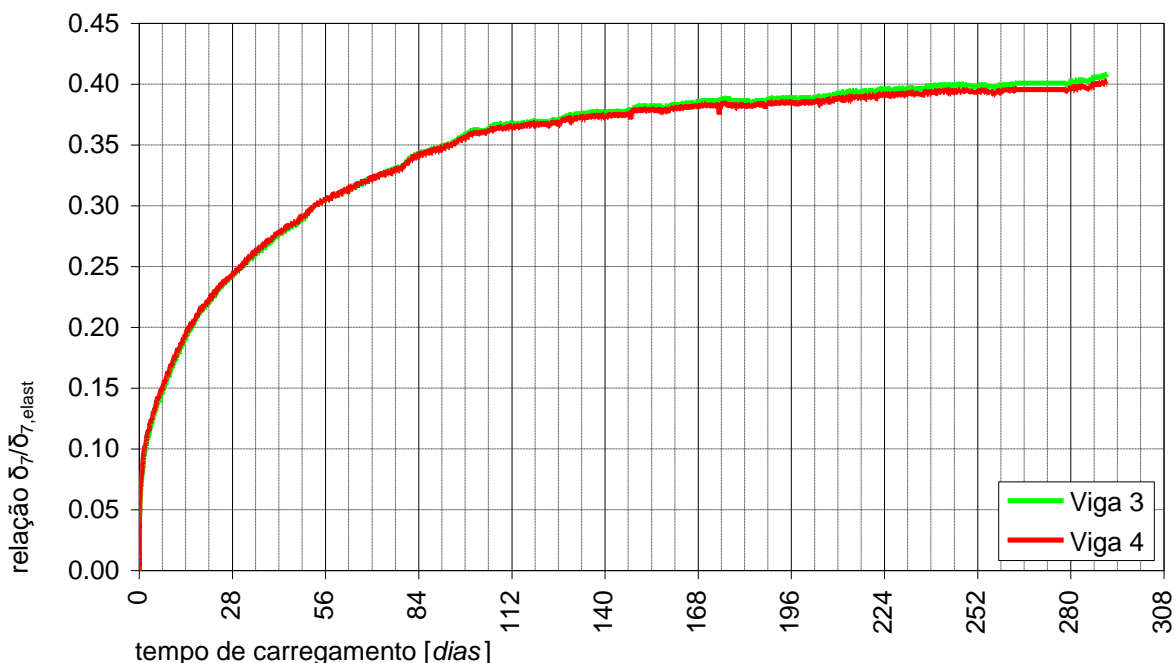


Gráfico 5.4: Relação entre a flecha total e a flecha elástica a meio vão (secção 7) ao longo do tempo

Apesar das diferenças observadas no Gráfico 5.3, destaca-se do Gráfico 5.4 a semelhança de comportamento entre as duas vigas, no que diz respeito à relação entre a flecha diferida e a flecha elástica.

A partir dos registos nos extensómetros representa-se no Gráfico 5.5 a variação de tensão nas armaduras de pré-esforço localizadas no banzo superior e junto à fibra inferior, para a secção de meio vão (secção 7) da viga 3, desde o início do ensaio de comportamento diferido.

Uma avaria nos extensómetros não permitiu dispor desta informação para a viga 4.

Dos valores obtidos para as armaduras de pré-esforço, apresentam-se os correspondentes a dois instantes temporais:

- 90 dias após o carregamento, observa-se uma diminuição da tensão nas armaduras superiores de 138,3 MPa e um aumento de 101,8 MPa nas armaduras inferiores;
- até aos 290 dias progride a diminuição da tensão nas armaduras superiores até 148,6 MPa e mantém-se o valor (101,8 MPa) nas armaduras inferiores.

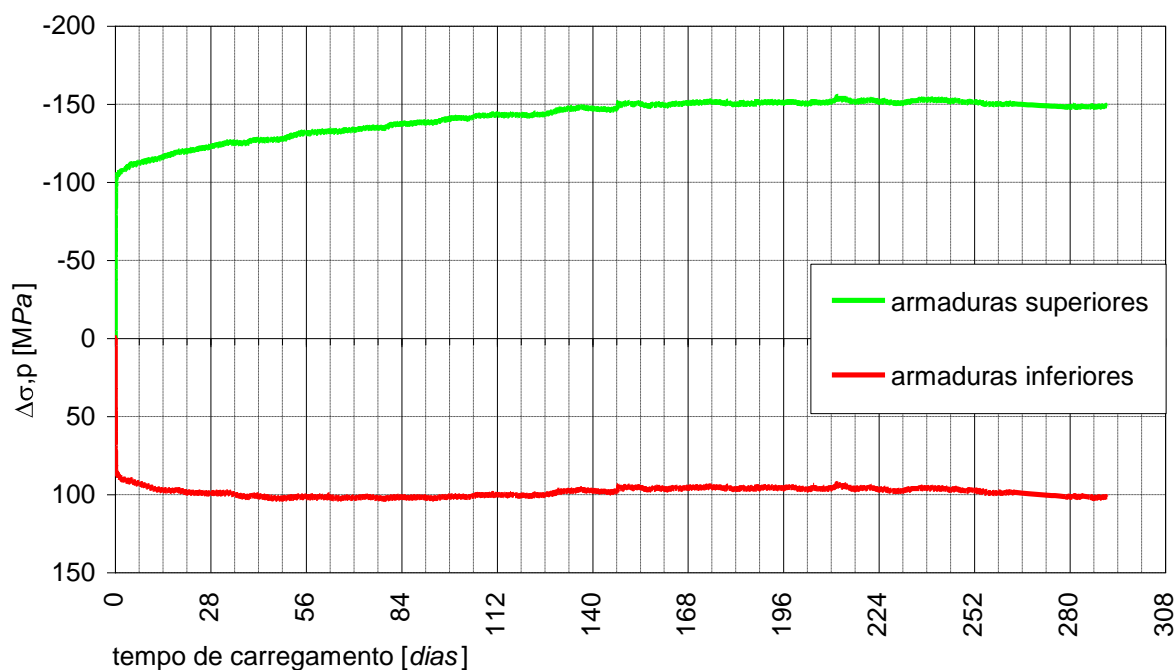


Gráfico 5.5: Variação do pré-esforço nas armaduras localizadas no banzo superior e junto à fibra inferior

5.2.3.2 Comparação dos resultados experimentais com a simulação analítica

No Gráfico 5.6 comparam-se os resultados experimentais com os correspondentes valores obtidos na simulação analítica.

Os resultados experimentais registados pela instrumentação são identificados com a legenda *inst* e os valores obtidos por fotogrametria [287], identificados pela legenda *foto*. Os resultados obtidos na simulação analítica encontram-se identificados com a legenda *calc*. Os valores representados no Gráfico 5.6 correspondem aos instantes temporais que se apresentam no Quadro 5.4.

Quadro 5.4: Identificação dos instantes temporais de comparação dos resultados experimentais de comportamento diferido com a simulação

| Legenda | Instante temporal associado |
|------------|--|
| t = -127 d | Transferência do pré-esforço para as vigas |
| t = -0 | Antes do carregamento |
| t = +0 | Imediatamente após o carregamento |
| t = 1 h | 1 hora após o carregamento |
| t = 90 d | 90 dias após carregamento |

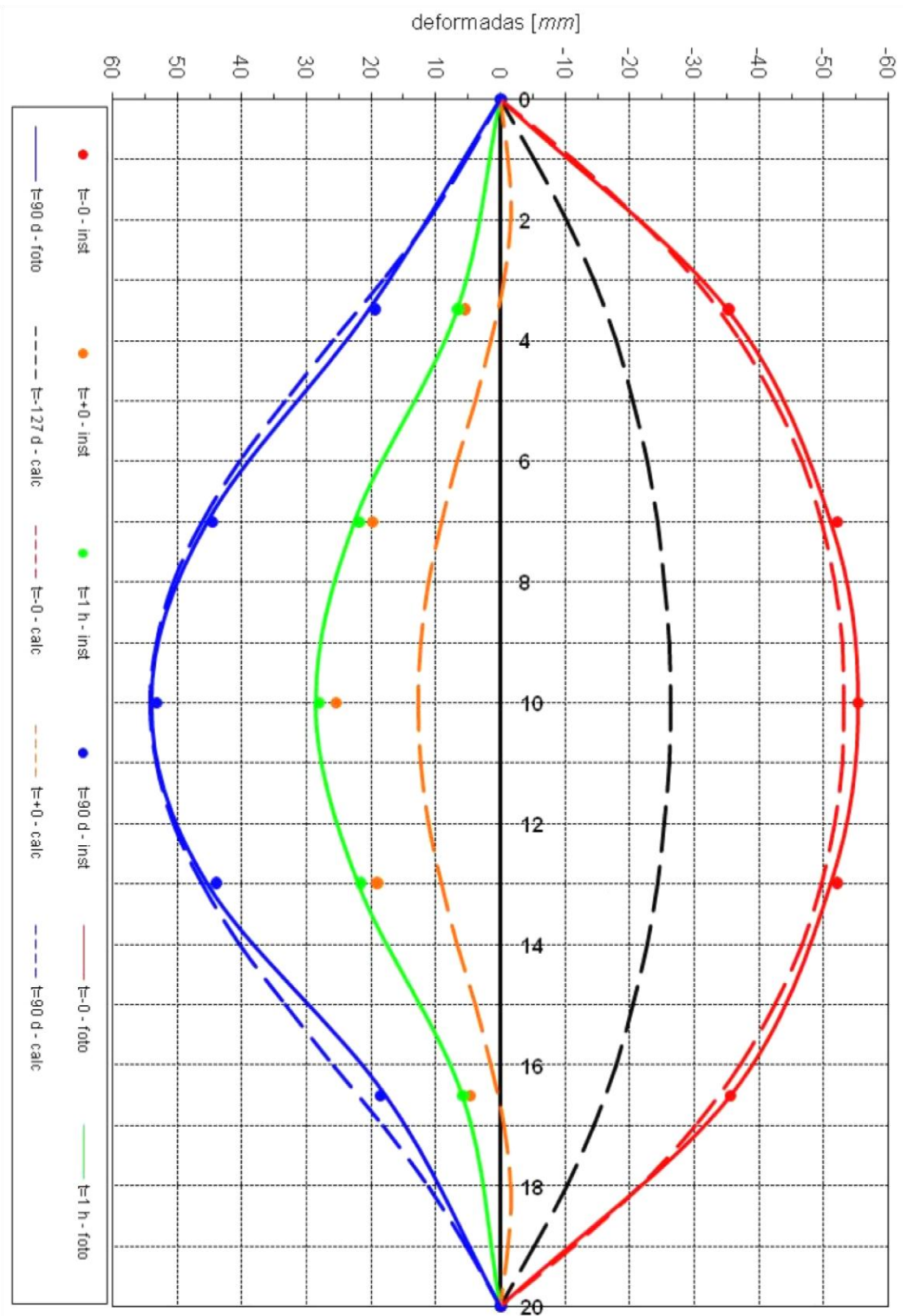


Gráfico 5.6: Comparação dos resultados experimentais obtidos no ensaio de caracterização do comportamento diferido com os correspondentes valores obtidos na simulação analítica

Na generalidade, observa-se uma boa aproximação entre os resultados experimentais e os valores determinados analiticamente. No entanto, reportam-se algumas diferenças que importa interpretar.

Ao transferir o pré-esforço ($t=-127$ d) o valor da flecha na secção de meio vão, obtido na simulação analítica ($\delta_{7,calc}=-24,6$ mm) é coerente com a flecha observada experimentalmente (por medição) nesse instante temporal para a secção de meio vão (cerca de 25 mm) – ver Figura 4.14. A tensão nas armaduras de pré-esforço calculada analiticamente neste instante é de 1365 MPa, observando-se uma perda por deformação elástica do betão de 4,5%.

Até ao instante $t=-0$ (imediatamente antes do carregamento de ensaio) a tensão nas armaduras de pré-esforço, por determinação analítica, é de 1200 MPa, o que representa uma perda de pré-esforço total (elástica mais diferida) até este instante de 16%. Relativamente à flecha na secção de meio vão destaca-se a aproximação entre o valor calculado ($\delta_{7,calc}=-53,3$ mm) e o valor experimental ($\delta_{7,foto}=-55,5$ mm).

Para o instante referenciado com a legenda $t=+0$ (instante imediatamente após a aplicação do carregamento) observa-se uma diferença considerável entre os resultados experimentais ($\delta_{7,inst}=25,2$ mm) e o valor estimado ($\delta_{7,calc}=12,6$ mm). A justificação para este facto encontra-se relacionada com as diferenças de conceito associadas ao instante inicial: na simulação, considera-se que o carregamento é aplicado de forma instantânea e conseqüentemente a avaliação analítica é a correspondente à deformação elástica nesse mesmo instante; no ensaio experimental, o carregamento foi aplicado pela colocação de pesos na estrutura, tendo a operação demorado cerca de 1/2 hora, logo os valores registados como correspondentes à deformação elástica ($t=+0$) são, na realidade, os resultados associados da deformação elástica instantânea e da fluência de curto prazo.

No instante $t=+0$ o valor calculado analiticamente para a tensão nas armaduras de pré-esforço é de 1260 MPa.

Entre o instante imediatamente antes do carregamento ($t=-0$) e o instante $t=90$ d mediu-se uma variação da tensão nas armaduras superiores de pré-esforço de -138,3 MPa e de +101,8 MPa nas armaduras inferiores. Os valores estimados (Quadro 5.3) desta variação de tensão são de -135 MPa e de +100 MPa, respectivamente, para as armaduras superiores e inferiores, praticamente coincidindo com os valores medidos.

Relativamente à flecha a meio vão, os resultados experimentais ($\delta_{7,inst}=53,0$ mm e

$\delta_{7,\text{foto}}=53,8 \text{ mm}$) aproximam-se igualmente do valor calculado ($\delta_{7,\text{calc}}=53,1 \text{ mm}$).

Pese embora a carga aplicada no ensaio ($67,2 \text{ kN}$) tenha ultrapassado a carga de fendilhação calculada ($F_{\text{cr,cal}}=59,1 \text{ kN}$), não se observou qualquer fissuração a olho nu em nenhuma das vigas, em nenhum momento do ensaio.

Tem interesse comparar o comportamento diferido das vigas observado com as previsões de acordo com alguns códigos citados ao longo do estudo. Para este fim apresentam-se no Gráfico 5.7 as curvas correspondentes e ainda os resultados obtidos com o modelo Bouygues-LCPC. Deve referir-se que, a expressão para a definição da relaxação intrínseca preconizada pelo EC 2 foi a utilizada em todas as simulações. Para além disto, no caso do modelo Bouygues-LCPC utilizou-se para a determinação da retracção os valores experimentais.

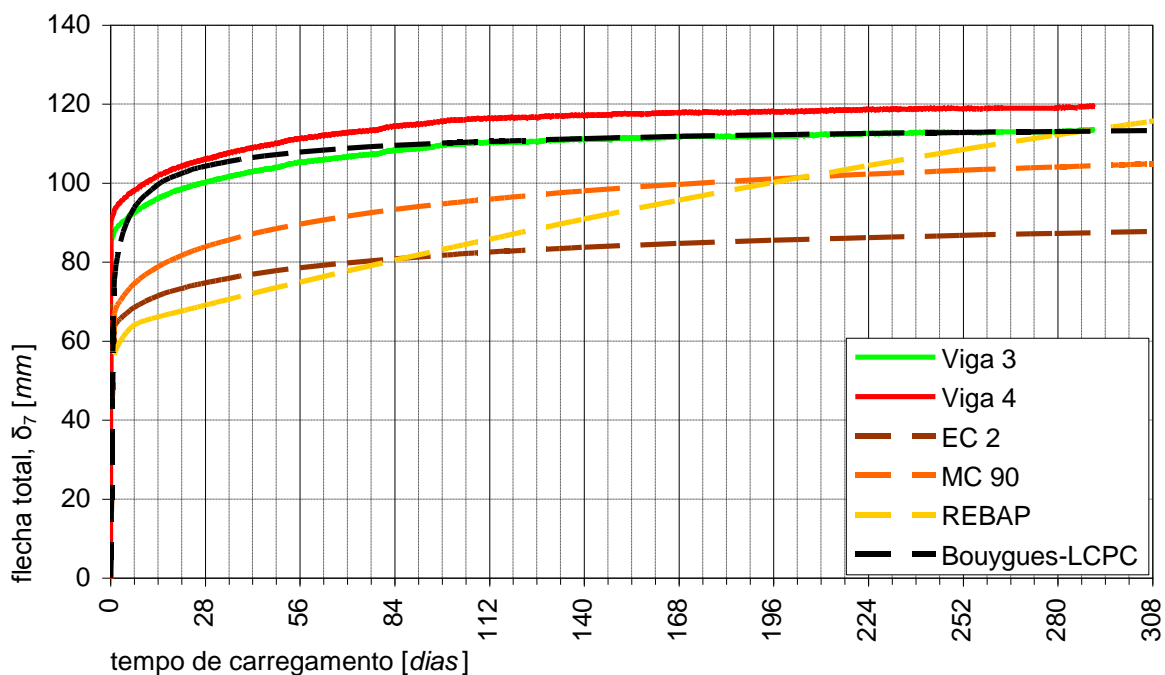


Gráfico 5.7: Comparação do comportamento diferido das vigas com a sua previsão a partir de diferentes modelos de avaliação da fluência

No que diz respeito aos códigos de dimensionamento verifica-se que, como seria espectável, as deformações diferidas das vigas excedem as previstas de acordo com estes documentos.

Verifica-se existir uma afinidade na evolução das deformações baseadas no EC 2 e MC 90 enquanto que utilizando o REBAP se obtém uma evolução não atenuada das deformações

5.3 Conclusões

Presentemente, as vigas ainda se encontram submetidas ao carregamento para avaliação do comportamento diferido. No entanto, podem retirar-se algumas conclusões parciais.

As duas vigas evidenciaram um comportamento diferido semelhante, tendo-se registado, ao longo de todo o ensaio, uma diferença inferior a 2% nas relações entre a flecha diferida e a flecha elástica.

De uma forma geral a evolução das deformações diferidas é muito semelhante às curvas de fluência observadas nos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas do betão (§3.2.2.3).

O comportamento diferido aos 4 meses de carregamento mostra que as deformações praticamente estabilizaram. Aos 10 meses verifica-se um aumento de 4,8% da flecha a meio vão relativamente à observada aos 4 meses e praticamente não se regista variação da tensão nas armaduras aderentes de pré-esforço a partir dos 4 meses.

A determinação dos efeitos diferidos é subestimada utilizando os códigos EC 2 e MC 90 embora se verifique uma afinidade no desenvolvimento das deformações.

A curva de deformação diferida obtida através do REBAP não revela afinidade com as restantes apresentando um crescimento mais acentuado.

Capítulo 6

Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1 Conclusões

O trabalho desenvolvido no âmbito da presente tese pretendeu averiguar a viabilidade de peças prefabricadas de vão superior ao máximo encontrado nas gamas de fabrico usuais (da ordem de 30 m) e das vantagens de tal ser conseguido com betão de alta resistência.

Para esta finalidade, definiu-se um programa experimental compreendendo: a formulação de um BAR utilizando constituintes correntes; a caracterização mecânica desse BAR; a definição e produção de vigas esbeltas de grande vão; e a caracterização do comportamento estrutural destas vigas.

Por uma questão de organização e de maior clareza no exposto, optou-se por agrupar as conclusões e as sugestões por temas tratados.

Formulação de betões de alta resistência

O estudo experimental concebido para definir a formulação de um BAR no enquadramento referido, permitiu a obtenção de um betão com resistência à compressão elevada ($f_{cm} \approx 120 \text{ MPa}$) e consistência fluida (S4~S5), capaz de ser produzido de forma industrial numa unidade de prefabricação.

A sua formulação foi exclusivamente desenvolvida com os constituintes habitualmente utilizados pela instalação industrial associada a este estudo (Prégaia), com excepção da adição (sílica de fumo) e do adjuvante. Os constituintes utilizados demonstraram ser adequados para a formulação de um BAR, tendo sido adoptados:

- para os ligantes, um cimento Portland CEM I 52,5R produzido na Cimpor-Alhandra e uma sílica de fumo comercial ("Sikacrete HD") em estado muito puro ($\% \text{SiO}_2 > 90\%$);
- para os agregados, uma brita granítica 5/15 e uma areia de rio lavada de granulometria

extensa;

- para adjuvante, um superplastificante de 3ª geração à base de policarboxilatos com a designação comercial "SIKA Viscocrete 20 HE".

Com base na pesquisa bibliográfica sobre formulação de BARs, apresentou-se uma metodologia e testaram-se várias composições. Observou-se a maior influência de três factores: os critérios de formulação, a selecção dos constituintes e a compatibilidade entre os ligantes e o adjuvante.

Relativamente aos critérios de formulação destacaram-se os relacionados com a quantificação e gradação dos agregados. No programa experimental verificou-se a validade, para a formulação de BARs, das curvas granulométricas de Faury e Bolomey. De entre estas, a de Faury conduziu a misturas com consistência mais fluida.

A adopção da curva granulométrica de Faury com os parâmetros $A_f=32$ e $B_f=1,5$, conduzindo a uma relação volumétrica agregados grossos/agregados finos de 1,0, demonstrou ser válida e permitiu a obtenção de misturas exibindo melhor compromisso entre a consistência e a resistência atingidas.

Na selecção dos constituintes, foram adoptados neste trabalho um conjunto de orientações e conclusões retiradas da bibliografia analisada e referida no §2.3.3. O estudo experimental validou os ligantes e agregados utilizados.

A escolha do adjuvante foi o aspecto mais sensível da selecção dos constituintes, justificando a realização de um estudo de caracterização e avaliação da influência do adjuvante na resistência à compressão e consistência do BAR. Este estudo permitiu:

- confirmar a importância, referida na bibliografia [116, 122, 156, 226, 227, 238, 293], da compatibilidade do adjuvante com os ligantes na formulação dos BARs;
- observar que alguns adjuvantes provocam um efeito de retardamento da hidratação do ligante e desse modo condicionam o desenvolvimento da resistência do betão em idades jovens;
- concluir que, para o betão em estudo, com uma relação água/ligante muito baixa (0,28), as dosagens mínimas recomendadas pelos fabricantes para alguns adjuvantes se encontram abaixo da dosagem de activação desses produtos;
- definir o adjuvante utilizado na formulação do BAR especificado, um superplastificante

de terceira geração à base de policarboxilatos, "SIKA Viscocrete 20 HE", e a dosagem adequada (3%).

Propriedades mecânicas dos betões de alta resistência

As principais propriedades mecânicas e reológicas do BAR obtido, nomeadamente a resistência à compressão, o módulo de elasticidade, a retracção e a fluência, foram caracterizadas em ensaios laboratoriais, ao longo de um ano. Utilizaram-se para esse efeito duas séries de provetes: uma obtida a partir de amassaduras realizadas em laboratório e outra obtida a partir das amassaduras realizadas em fábrica durante a produção das vigas. Dos resultados obtidos destacam-se algumas conclusões.

O BAR adoptado exibiu valores elevados da resistência à compressão às 24 horas (66 MPa), aos 28 dias (120 MPa) e ao fim de um ano (130 MPa). O módulo de elasticidade apresentou uma evolução afim, tendo-se obtido, respectivamente, os valores de 46, 58 e 60 GPa, respectivamente. Observou-se que a expressão empírica proposta no EC 2 [68] e no BI nº228 do CEB [64] – equação (3.15) – fornece valores do módulo de elasticidade próximos dos medidos, principalmente para os valores mais baixos da resistência à compressão.

O BAR apresentou um valor elevado, superior a 0,95, da relação entre a resistência observada para condições de fabrico e cura em fábrica e em laboratório ($f_{cm, fab}/f_{cm, lab}$). Observou-se, à semelhança das conclusões de outros estudos [25, 31, 124, 281], a inadequação para o BAR da expressão existente no MC 90 [63] – equação (3.1).

Nos ensaios de fluência observou-se que a deformação é muito acentuada nos primeiros dias após o carregamento e, depois, se atenua rapidamente. Para as duas idades de carregamento ensaiadas, após 24 horas, 7 dias, 28 dias e 3 meses de carregamento ocorreram, respectivamente, em média 47%, 73%, 89% e 95% da deformação de fluência observada ao fim de 1 ano. A título de exemplo, para um betão C30/37, com as deformações calculadas de acordo com o EC 2, ao fim dos mesmos tempos de carregamento, ocorrem 21%, 37%, 55% e 75% da deformação de fluência calculada ao fim de 1 ano. Outro aspecto relevante prende-se com o facto de as extensões de fluência, ao fim de um ano, para o carregamento aos 7 dias de idade do betão serem metade das observadas para o carregamento às 24 horas.

O BAR apresentou elevada percentagem de deformação plástica diferida, tendo-se observado 11% de recuperação das deformações de fluência (deformação elástica diferida) após descarga, para ambas as idades de carregamento.

Os resultados obtidos nestes ensaios foram comparados com a previsão das deformações de fluência pelos modelos preconizados pelo EC 2, MC 90 e REBAP. Observou-se a inadequação destes modelos para a previsão do comportamento diferido deste BAR.

Utilizou-se um modelo desenvolvido na sequência do estudo [36] realizado pela Divisão de Materiais e Estruturas para Obras-de-arte do LCPC e a Divisão Científica do Grupo Bouygues, concebido para prever a deformação de fluência de betões de alta resistência, mesmo quando carregados em idades muito jovens. Este modelo ajustou-se bem às deformações de fluência medidas para ambas as idades de carregamento.

Foi ainda realizado um estudo experimental de pesquisa de correlações entre três ensaios não destrutivos (ensaio de carotes, determinação do índice esclerométrico e da velocidade de propagação de ultra-sons) e a resistência à compressão para o BAR obtido. Concluiu-se que, no ensaio de determinação da velocidade de propagação de ultra-sons, a curva de correlação polinomial de 2º grau se adapta melhor aos resultados, ao contrário do que se verifica para betões de resistência normal.

Comportamento à rotura das vigas

Dimensionaram-se e fabricaram-se quatro vigas de grande vão pré-esforçadas com o BAR obtido.

A elevada resistência verificada em idades muito jovens permite prescindir da cura acelerada e a transferência de um nível elevado de pré-esforço (da ordem de 30 *MPa*) em idade jovem.

Na preparação dos ensaios à rotura em flexão efectuou-se uma simulação analítica para estimar o comportamento ao longo do ensaio. Adoptaram-se, tanto no dimensionamento como na simulação, a generalidade das disposições do EC 2 e as propriedades mecânicas obtidas nos ensaios de caracterização do BAR.

Com o diagrama tensão-extensão de análise preconizado pelo EC 2, desenvolveu-se um modelo analítico, para a avaliação do estado de extensão/tensão nas secções, a empregar em análises instantâneas.

Verificou-se boa correlação dos resultados experimentais com o modelo analítico desenvolvido, nomeadamente em termos do momento de fendilhação, momento resistente e deformação.

Apesar da menor deformabilidade e do carácter frágil que caracteriza a rotura dos BARs em compressão, as vigas ensaiadas exibiram comportamento dúctil em flexão semelhante ao obtido

em outros estudos [55, 182, 231, 240], com um índice de ductilidade da ordem de 2.

Comportamento diferido das vigas

Dos resultados dos ensaios de comportamento diferido obtidos até à data podem retirar-se algumas conclusões:

- de uma forma geral, a evolução das deformações diferidas das vigas, observadas nestes ensaios, é afim das deformações de fluência observadas nos ensaios de caracterização do BAR;
- a determinação dos efeitos diferidos é subestimada utilizando os códigos EC 2 e MC 90 embora se verifique uma afinidade no desenvolvimento das deformações. A evolução das deformações calculada pelo REBAP não tem afinidade com a verificada nas vigas. Estes factos desaconselham a utilização destes códigos para vigas em BAR.

Em sùmula, o estudo desenvolvido mostra a viabilidade prática do emprego de BAR em vigas prefabricadas, pré-esforçadas, de grande vão e secções transversais com eficaz aproveitamento do material estrutural.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Como é corrente em projectos desta natureza, limitações inevitáveis de tempo útil ao seu desenvolvimento e as contingências encontradas, impediram a concretização da totalidade dos estudos previstos. Assim, pretende-se, a breve trecho, levar a cabo os seguintes trabalhos:

- face ao valor observado (11%) da recuperação das deformações de fluência após descarga nos ensaios de caracterização do betão, estudar a recuperação de fluência nas vigas em ensaio;
- com as duas vigas ainda em ensaio diferido, realizar ensaio à rotura para comparação com as vigas já ensaiadas;
- realizar ensaios de rotura ao corte, com os troços das quatro vigas instrumentadas para esse efeito.

O estudo realizado constitui uma base de partida para o desenvolvimento de estudos complementares, nomeadamente:

- averiguar das condições de instabilidade lateral deste tipo de vigas para diferentes situações de apoio e travamento;
- explorar outras secções transversais cuja utilização em grandes vãos apresenta interesse prático como, por exemplo, peças esbeltas de cobertura, vigas caixão, entre outras.

Bibliografia

- [1] *Regulamento do Betão Armado*. 1936, Revista Técnica da AEIST, Lisboa.
- [2] *NS 3473 - Norwegian Code for Concrete Structures*. 1989.
- [3] AASHTO, *LRFD - Load and Resistance Factor Design - Bridge Design Specifications*. 2001, American Association for State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, D.C.
- [4] AASHTO, *Standard Specifications for Highway Bridges (17th Edition)*. 2002, American Association for State Highway and Transportation Officials, Inc., Washington, D.C.
- [5] Abo-Qudais, S.A., *Effect of concrete mixing parameters on propagation of ultrasonic waves*. Construction and Building Materials, Elsevier Science, Ltd, 2005. 19(4): p. 257-263.
- [6] Abrishami, H.H., Cook, W.D. e Mitchell, D., *Influence of Epoxy-Coated Reinforcement on Response of Normal and High-Strength Concrete Beams*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1995. 92(2): p. 157-166.
- [7] ACI, *Committee 612 - Curing Concrete*. Journal of American Concrete Institute, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1958. 30(2).
- [8] ACI, *Committee 225 - Guide to the selection and use of hydraulic cements*. ACI Journal, American Concrete Institute, Detroit, MI, 1985.
- [9] ACI, *318-89: Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary*. 1989, American Concrete Institute, Detroit, MI.
- [10] ACI, *Proportioning concrete mixtures*. 1993, American Concrete Institute, Detroit, MI.
- [11] ACI, *209R-92: Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures*, in *ACI Committee 209 Report, reapproved*. 1997, American Concrete Institute, Detroit, MI. p. 47.

- [12] ACI, *363R-92: State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete*, in *ACI Committee 363 Report, reapproved*. 1997, American Concrete Institute, Detroit, MI. p. 55.
- [13] ACI, *228.2R-98: Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*, in *ACI Committee 228 Report*. 1998, American Concrete Institute, Detroit, MI.
- [14] ACI, *318/318R-02: Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary*. 2002, American Concrete Institute, Detroit, MI.
- [15] ACI, *214.4R-03: Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results*, in *ACI Committee 214 Report*. 2003, American Concrete Institute, Detroit, MI.
- [16] ACI, *228.1R-03: In-Place Methods to Estimate Concrete Strength*, in *ACI Committee 228 Report*. 2003, American Concrete Institute, Detroit, MI.
- [17] Ahmad, S.H., Khaloo, A.R. e Poveda, A., *Shear Capacity of Reinforced High-Strength Concrete Beams*. *ACI Journal*, American Concrete Institute, 1986. 83(2): p. 297-305.
- [18] Ahmad, S.H. e Lue, D.M., *Flexure-Shear Interaction of Reinforced High Strength Concrete Beams*. *ACI Structural Journal*, American Concrete Institute, 1987. 84(4): p. 330-341.
- [19] Ahmad, S.H. e Shah, S.P., *Stress-strain curves of concrete confined by spiral reinforcement*. *ACI Journal*, American Concrete Institute, 1982. 79(6): p. 484-490.
- [20] Ahmad, S.H. e Shah, S.P., *Short term mechanical properties*. High performance concretes and applications. 1994, London: Edward Arnold. 27-64.
- [21] Aïtcin, P.-C., *Les bétons à très haute résistance*. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 162, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1989.
- [22] Aïtcin, P.-C., *Les fluidifiants, des réducteurs d'eau pas comme les autres*. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment y des Travaux Publics, ITBTP*, 1989. 473.
- [23] Aïtcin, P.-C. e Laplante, P. *Long-Term Compressive Strength of Silica Fume Concrete*. in *Third International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*. 1989. Trondheim, Norway. p.727-737

- [24] Aïtcin, P.-C. e Mehta, P.K., *Effect of Coarse Aggregate Characteristics on Mechanical Properties of High-Strength Concrete*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, 1990. 87(2): p. 103-107.
- [25] Aïtcin, P.-C., Miao, B., Cook, W.D. e Mitchell, D., *Effects of cylinder size and curing on the compressive strength of high-performance concretes*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, 1996.
- [26] Aïtcin, P.-C., Neville, A.M. e Acker, P., *Integrated View of Shrinkage Deformation*. Concrete International, American Concrete Institute, 1997. 19(9): p. 35-41.
- [27] Aïtcin, P.-C., Sarkar, S.L. e Laplante, P., *Long-term Characteristics of a Very High-Strength Concrete*. Concrete International, American Concrete Institute, 1990. 12(1): p. 40-44.
- [28] Appleton, J., *Construções em Betão - Nota histórica sobre a sua evolução*. 2005, DECivil - Instituto Superior Técnico (IST). p. 18.
- [29] Arredondo, F., *Dosificación de hormigones*. 1965, Manuales e Normas del Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Madrid.
- [30] Ashour, S.A. e Wafa, F.F., *Flexural Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1993. 90(3): p. 279-287.
- [31] Asselanis, J.G., Aïtcin, P.-C. e Mehta, P.K., *Effect of curing conditions on the compressive strength and elastic modulus of very high-strength concrete*. Cement, Concrete & Aggregates, ASTM International, 1989. 11(1): p. 80-83.
- [32] ASTM, *A416/A416M Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete*. 2005, ASTM International.
- [33] ASTM, *C33-03 Standard Specification for Concrete Aggregates*. 2005, ASTM International.
- [34] ASTM, *C192/C192M Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory*. 2005, ASTM International.
- [35] Attard, M.M. e Setunge, S., *Stress-Strain Relationship of Confined and Unconfined Concrete*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, 1996. 93(5): p. 432-442.

- [36] Auperin, M., de Larrard, F., Richard, P. e Acker, P., *Retrait et Fluage de Bétons à Hautes Performances - Influence de l'Âge au Chargement*. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment y des Travaux Publics, ITBTP, 1989. 474: p. 50-76.
- [37] Aymond, T.W. e Theobald, D., *High Performance Concrete Extends Life of Charenton Canal Bridge*. PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, 2000. 45(4): p. 52-62.
- [38] Azevedo, A.F.F.L.C., *Betões de Elevado Desempenho com Incorporação de Cinzas Volantes*, in *Tese de Doutorado em Engenharia Civil*. 2002, Universidade do Minho.
- [39] Azizinamini, A., Darwin, D., Eligehausen, R., Pavel, R. e Ghosh, S.K., *Proposed Modifications to ACI 318-95 Tension Development and Lap Splice for High-Strength Concrete*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1999. 96(6): p. 922-926.
- [40] Azizinamini, A., Stark, M., Roller, J.J. e Ghosh, S.K., *Bond Performance of Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1993. 90(5): p. 554-561.
- [41] Baoyu, L., Guoliang, S. e Yuebo, C., *Studies on High-Performance Concrete and Its Application*. ACI Special Publication, American Concrete Institute, 1999. SP 172(26).
- [42] Barcelo, L., Moranville, M. e Clavaud, B., *Autogenous shrinkage of concrete: a balance between autogenous swelling and self-desiccation*. Cement and Concrete Research, Elsevier Science, Ltd, 2005. 35(1): p. 177-183.
- [43] Baron, J. e Ollivier, J.-P., *Les bétons - Bases et données pour leur formulation*. 1997, Paris: Éditions Eyrolles.
- [44] Baron, J. e Sauterey, R., *Le béton hydraulique*. 1982, Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [45] Bentur, A., *The role of the interface in controlling the performance of high quality cement composites*, in *Advances in Cement Manufacture and Use*. 1988, E. Gartner Editor, Proc. Eng. Foundation Conference: Potosi, Missouri. p. 227-237.
- [46] Bernardo, L.F.A., *Torção em Vigas em Caixaõ de Betão de Alta Resistência*, in *Tese de Doutorado em Mecânica das Estruturas e dos Materiais, DEC-FCTUC*. 2003, Universidade de Coimbra. p. 692.

- [47] Bhanja, S. e Sengupta, B., *Modified water-cement ratio law for silica fume concretes*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2003. 33: p. 447-450.
- [48] Bloem, D.L. e Gaynor, R.D., *Effects of aggregate properties on strength of concrete*. ACI Journal, American Concrete Institute, 1963. 60(10): p. 1429-1456.
- [49] Bresson, J., *Prévision des Résistances: Facteur de Maturité; Temps Équivalent*. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment y des Travaux Publics, ITBTP, 1980. 387: p. 106-110.
- [50] Brooks, J.J. e Wainwright, P.J., *Properties of Ultra-High-Strength Concrete Containing Superplasticizer*. Magazine of Concrete Research, Thomas Telford Ltd, 1983. 35(125): p. 205-213.
- [51] Bruce, R.N., Martin, B.T., Russel, H.G. e Roller, J.J., *Feasibility Evaluation of Utilizing High Strength Concrete in Design and Construction of Highway Bridge Structures*, in *Research Report FHWA/LA-94-282*. 1994, Louisiana Transportation Research Center: Baton Rouge, Louisiana, USA.
- [52] BSI, *BS 5896: Specification for high tensile steel wire and strand for the prestressing of concrete*. 1980, British Standards Institution (BSI).
- [53] Bungey, J., *The testing of concrete in structures*. 1989, London, UK: Surrey University Press.
- [54] Byun, H.-K. e Lee, K.M., *Mass and High-Strength Concrete for High-Rise Buildings in Indonesia*. ACI Special Publication, American Concrete Institute, 1999. SP 172(17).
- [55] Carneiro, J.O., Jalali, S., Teixeira, V. e Tomas, M., *The effect of concrete strength and reinforcement on toughness of reinforced concrete beams*. Construction and Building Materials, Elsevier Science, Ltd, 2005. 19(7): p. 493.
- [56] Carrasquillo, R.L., *Microcracking and behavior of HSC subject to short-term loading*. ACI Journal, American Concrete Institute, 1981.
- [57] Carrasquillo, R.L., Slate, F.O. e Nilson, A.H., *Properties of High Strength Concrete Subjected to Short-Term Loading*. ACI Journal, American Concrete Institute, 1981. 78(3): p. 171-178.

- [58] Carreira, D.J. e Chu, K.H., *Stress-strain relationship for plain concrete in compression*. ACI Journal, American Concrete Institute, 1985. 82(6): p. 797-804.
- [59] Castrodale, R.W., Kreger, M.E. e Burns, N.H., *A Study of Pretensioned High Strength Concrete Girders in Composite Highway Bridges*, in *Research Report 381-4F*. 1988, Center for Transportation Research, University of Texas: Austin, Texas, USA. p. 281.
- [60] CEB, *Design Manual on Cracking and Deformations*. 1985, Lausanne, Suisse: École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).
- [61] CEB, *Design Manual on Structural Effects of Time-Dependent Behaviour of Concrete*. Revision in accordance with the CEB-FIP Model Code 1990. 1993: Comité Euro-International du Béton. p. 306.
- [62] CEB/FIP, *Bulletin d'Information n°197 - High Strength Concrete - State of The Art Report*. 1990, Comité Euro-International du Béton.
- [63] CEB/FIP, *Model Code 90 - Design Manual*. 1990: Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford, Ltd. p. 462.
- [64] CEB/FIP, *Bulletin d'Information n° 228 - High Performance Concrete - Recommended Extensions to the Model Code 90. Research Needs*, in *Report of the CEB-FIP Working Group on High Strength/High Performance Concrete*. 1995, Comité Euro-International du Béton.
- [65] CEN, *EN 12878: Pigments for colouring of building materials based on cement and/or lime. Specifications and methods of test*, European Committee for Standardization (CEN).
- [66] CEN, *EN 1097-6: Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 6: Determination of particle density and water absorption*. 1998, European Committee for Standardization (CEN).
- [67] CEN, *prEN 13263: Silica fume for concrete. Definitions, requirements and conformity control*. 1998, European Committee for Standardization (CEN).
- [68] CEN, *EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. 2004, European Committee for Standardization (CEN).

- [69] CEN, *EN 12504-4: Testing concrete. Part 4: Determination of ultrasonic pulse velocity*. 2004, European Committee for Standardization (CEN).
- [70] CEN, *EN 10080: Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel - General*. 2005, European Committee for Standardization (CEN).
- [71] Chang, P.K., Hwang, C.L. e Peng, Y.N., *Application of high performance concrete to high-rise building in Taiwan*. Advances in Structural Engineering, Multi-Science Publishing Co Ltd, 2001. 4(2): p. 65-74.
- [72] Chang, T.-P. e Su, N.-K., *Estimation of coarse aggregate strength in high-strength concrete*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, 1996. 93: p. 3-9.
- [73] Cho, Y.S., *Non-destructive testing of high strength concrete using spectral analysis of surface waves*. NDT&E International, Elsevier Applied Science Publishers, 2003. 36(4): p. 229-235.
- [74] Choi, B.-S. e Scanlon, A., *Comparison of Beam Deflection Variability in Members Using High Strength Concrete and Normal Strength Concrete*. ACI Special Publication, American Concrete Institute, 2001. SP 203(11).
- [75] CIMPOR. *Cimentos de Portugal, S.A.* 2005. [cited; disponível em: <http://www.cimpor.pt/>].
- [76] Clough, R.W. e Penzien, J., *Dynamics of Structures*. 1993: McGraw-Hill International Editions.
- [77] Collins, M.P., Mitchell, D., Adebar, P. e Vecchio, F.J., *A General Shear Design Method*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1996. 93(1): p. 36-45.
- [78] Collins, M.P., Mitchell, D. e Macgregor, J.G., *Structural Design Considerations for High-Strength Concrete*. Concrete International, American Concrete Institute, 1993. 15(2): p. 27-34.
- [79] Coutinho, A.S., *Fabrico e Propriedades do Betão*. 3ª ed. Vol. 1 e 2. 1997, Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- [80] Coutinho, A.S. e Gonçalves, A., *Fabrico e Propriedades do Betão*. 2ª ed. Vol. 3. 1994, Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

- [81] CSA, *CAN A23.3-M90 Design of Concrete Structures*. 1990, CSA International - Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario.
- [82] Cusson, D. e Paultre, P., *Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete*. Journal of Structural Engineering, ASCE - American Society of Civil Engineers, 1995. 121(3): p. 468-477.
- [83] Darwin, D., Zuo, J., Tholen, M.L. e Idun, E.K., *Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1996. 93(3): p. 347-359.
- [84] de la Peña, C., *Método de dosificación para obras importantes de hormigón en masa o ligeramente armado*. 1960, Publicación Nº115 del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX, Madrid.
- [85] de Larrard, F., *Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances*, in *Rapport de recherche LPC n°149*. 1988, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées: Paris. p. 335.
- [86] de Larrard, F., *A Method for Proportioning High-Strength Concrete Mixtures*. Cement, Concrete & Aggregates, ASTM International, 1990. 12(2): p. 47-52.
- [87] de Larrard, F., *Prévision des résistances des bétons à hautes performances aux fumées de silice, ou une nouvelle jeunesse pour la loi de Féret*. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment y des Travaux Publics, ITBTP, 1990. 483.
- [88] de Larrard, F. e Belloc, A., *Are small aggregates really better for making high-strength concrete?* Cement, Concrete & Aggregates, ASTM International, 1992. 14(1): p. 62-63.
- [89] de Larrard, F. e Le Roy, R., *Relation entre formulation et quelques propriétés mécaniques des bétons à hautes performances*. Materials and Structures, RILEM, 1992. 25: p. 464-475.
- [90] de Larrard, F. e Malier, Y., *Engineering properties of very high performance concretes*, in *High Performance Concrete - From Material to Structure*, Y. Malier, Editor. 1994, E&FN Spon: London. p. 85-114.
- [91] de Larrard, F. e Sedran, T., *Mixture-proportioning of high-performance concrete*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2002. 32: p. 1699-1704.

- [92] DEGUSSA. *Degussa Construction Chemicals Portugal, S.A. Internet presentation*. 2005. [cited; disponível em: <http://www.degussa-cc.pt/MBTPortugal/Home/default.htm>].
- [93] Demirboğa, R., Türkmen, I. e Karakoç, M.B., *Relationship between ultrasonic velocity and compressive strength for high-volume mineral-admixed concrete*. *Cement and Concrete Research*, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2004. 34(12): p. 2329-2336.
- [94] Dérobert, X., Aubagnac, C. e Abraham, O., *Comparison of NDT techniques on a post-tensioned beam before its autopsy*. *NDT & E International*, Elsevier Science, Ltd, 2002. 35(8): p. 541-548.
- [95] Detwiller, R.J. e Mehta, P.K., *Chemical and physical effects of silica fume on the mechanical behavior of concrete*. *ACI Materials Journal*, American Concrete Institute, 1989: p. 609-614.
- [96] Dewar, J.D., *The indirect tensile strength of concrete of high compressive strength*, in *Technical Report n 42.377*. 1964, Cement and Concrete Association: Wexham Springs. p. 12.
- [97] Dias da Costa, D.A.S.G., *Comportamento Diferido do Betão - Modelação Numérica do Comportamento de Fluência de Vigas em Betão de Alta Resistência*, in *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas, DEC-FCTUC*. 2006, Universidade de Coimbra.
- [98] Dias, N.C., *Betão Auto-Compactável Branco*, in *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Ciências da Construção, DEC-FCTUC*. 2003, Universidade de Coimbra.
- [99] Donnaes, P., *High speed train bridge over the Rhone river*. *Concrete International*, American Concrete Institute, 2000. 22(4): p. 40-50.
- [100] Donza, H., Cabrera, O. e Irassar, E.F., *High-strength concrete with different fine aggregate*. *Cement and Concrete Research*, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2002. 32: p. 1755-1761.
- [101] Durning, T.A. e Rear, K.B., *Braker Lane Bridge - High Strength Concrete in Prestressed Bridge Girders*. *PCI Journal*, Precast/Prestressed Concrete Institute, 1993. 38(3): p. 46-51.

- [102] Dutkinh, D., *Sensitivity of Shear Strength of Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Beams to Shear Friction and Concrete Softening According to Modified Compression Filled Theory*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1999. 96(3): p. 495-508.
- [103] Dutkinh, D. e Carino, N.J., *Shear Design of High-Strength Concrete Beams: A Review of the State-of-the-Art - NISTIR 5870*. 1996, Building and Fire Research Laboratory - National Institute of Standards and Technology: Gaithersburg, MD. p. 198.
- [104] El-Zanaty, A.H., Nilson, A.H. e Slate, F.O., *Shear Capacity of Prestressed Concrete Beams Using High-Strength Concrete*. ACI Journal, American Concrete Institute, 1986. 83(3): p. 359-368.
- [105] El-Zanaty, A.H., Nilson, A.H. e Slate, F.O., *Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High-Strength Concrete*. ACI Journal, American Concrete Institute, 1986. 83(2): p. 290-296.
- [106] Fang, I.-K., Wang, C.-S. e Hong, K.-L., *Cyclic Behavior of High-Strength Concrete Short Beams With Lower Amount of Flexural Reinforcement*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1994. 91(1): p. 10-18.
- [107] Fang, I., Shiau, J. e Young, W. *The strength and ductility of HSC beams with minimum torsion reinforcement*. in *5th World Conference on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete*. 1999. Norway. p.262-271
- [108] Faury, J., *Le Béton*. 3ème Edition ed. 1958: Dunod, Paris.
- [109] Fernandes, A.M., *Contribuição para a história do estudo e ensaio de materiais de construção em Portugal durante os últimos cem anos*. 1945, Boletim do Laboratório de Ensaio e Estudos de Materiais, DGEMN: Lisboa.
- [110] FHWA. *Superplasticizers*. 1999.Jun.14 [cited 2005; Federal Highway Administration - U.S. Department of Transportation:[disponível em: <http://www.fhwa.dot.gov/infrastructure/materialsgrp/suprplz.htm>].
- [111] Fiorato, A.E. *Ready Mixed High-Strength Concrete: Properties for design and construction*. in *Congreso Intercontinental del Hormigón Preparado*. 1992. Madrid.

- [112] Freedman, S., *High-Strength Concrete - Modern Concrete*. Publication No. IS176T, Portland Cement Association, 1971. 34(6-9).
- [113] French, C., Mokhtarzadeh, A., Ahlborn, T. e Leon, R., *High strength concrete applications to prestressed bridge girders*. Construction and Building Materials, Elsevier Science, Ltd, 1998. 12(2-3): p. 105-113.
- [114] Ghali, A. e Azarnejad, A., *Deflection Prediction of Members of Any Concrete Strength*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1999. 96(5): p. 807-816.
- [115] Ghali, A. e Favre, R., *Concrete Structures: Stresses and Deformations*. 1986, London and New York: Chapman and Hall, Ltd.
- [116] González-Isabel, G., *Hormigón de Alta Resistencia*. 2001, Madrid: INTEMAC - Instituto Tecnico de Materiales y Construcciones.
- [117] Graça, J.P.A., *Estradas de beton em Portugal*. Revista da Associação dos Engenheiros Civis Portugueses, 1929: p. 162.
- [118] Guinea, G.V., El-Sayed, K., Rocco, C.G., Elices, M. e Planas, J., *The effect of the bond between the matrix and the aggregates on the cracking mechanism and fracture parameters of concrete*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2002. 32: p. 1961-1970.
- [119] Gutiérrez, P.A. e Cánovas, M.F., *High Performance Concrete: Requirements for constituent materials and mix proportioning*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, 1996. 93: p. 233-241.
- [120] Hallgren, M. e Kinnunen, S. *Increase of punching shear capacity by using of high strength concrete*. in *4th International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete*. 1996. Paris. p.1037-1046
- [121] Han, N. e Walraven, J.C. *Sustained loading effects in high strength concrete*. in *3th International Symposium on the Utilization of High Strength Concrete*. 1993. Lillehammer, Norway. p.1076-1083
- [122] Hanna, E., Luke, K., Perraton, D. e Aitcin, P.-C., *Rheological Behavior of Portland Cement Pastes in the Presence of a Superplasticizer*. ACI Committee 119, ACI Journal, American Concrete Institute, 1989: p. 171-188.

- [123] Harajli, M.H., *Comparison of Bond Strength of Steel Bars in Normal- and High-Strength Concrete*. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE - American Society of Civil Engineers, 2004. 16(4): p. 365-374.
- [124] Haug, K. e Jacobsen, B. *In-situ and Design Strength for Concrete in Offshore Platforms*. in *2nd International Symposium on the Utilization of High Strength Concrete*. 1990. Berkeley, Califórnia (USA): American Concrete Institute.
- [125] Ho, J.C.M., Kwan, A.K.H. e Pam, H.J., *Theoretical analysis of post-peak flexural behaviour of normal- and high-strength concrete beams*. The Structural Design of Tall and Special Buildings, John Wiley & Sons, Ltd, 2003. 12(2): p. 109-125.
- [126] Holt, E., *Contribution of mixture design to chemical and autogenous shrinkage of concrete at early ages*. Cement and Concrete Research, Elsevier Science, Ltd, 2005. 35(3): p. 464-472.
- [127] Hsu, T.T.C., *Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1988. 85(6): p. 624-635.
- [128] Hueste, M.B.D. e Cuadros, G.G., *FHWA/TX-04/0-2101-3: Flexural Design of High Strength Concrete Prestressed Bridge Girders - Review of Current Practice and Parametric Study*, in *Allowable Stresses and Resistance Factors for High Strength Concrete*. 2003, Texas Transportation Institute sponsored by the Texas Department of Transportation and Federal Highway Administration-US Department of Transportation: College Station, Texas. p. 280.
- [129] Huo, X. *Structural design of high performance concrete bridges beams*. in *5th International Bridge Engineering Conference*. 2000. Tampa, Florida: National Academy Press, Washington, D.C. p.171-178
- [130] Ibrahim, H. e MacGregor, J.G., *Flexural Behavior of High-Strength Concrete Columns*, in *Structural Engineering Report nº 196*. 1994, Department of Civil Engineering, University of Alberta: Edmonton, Canada. p. 197.
- [131] Ibrahim, H.H.H. e MacGregor, J.G., *Modification of the ACI Rectangular Stress Block for High-Strength Concrete*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1997. 94(1): p. 40-48.

- [132] IPQ, *NP EN 450: Cinzas volantes para betão. Definições, exigências e controle de qualidade*. 1995, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [133] IPQ, *NP EN 934-2: Adjuvantes para betão, argamassa e caldas de injeção - Parte 2: Adjuvantes para betão. Definições, requisitos, conformidade, marcação e rotulagem*. 2000, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [134] IPQ, *NP EN 197-1: Cimento - Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes*. 2001, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [135] IPQ, *NP EN 12350-1: Ensaio do betão fresco Parte 1: Amostragem*. 2002, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [136] IPQ, *NP EN 12350-2: Ensaio do betão fresco Parte 2: Ensaio de abaixamento*. 2002, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [137] IPQ, *NP EN 12350-3: Ensaio do betão fresco Parte 3: Ensaio Vêbé*. 2002, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [138] IPQ, *NP EN 12350-4: Ensaio do betão fresco Parte 4: Grau de compactabilidade*. 2002, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [139] IPQ, *NP EN 12350-5: Ensaio do betão fresco Parte 5: Ensaio da mesa de espalhamento*. 2002, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [140] IPQ, *NP EN 1008: Água de amassadura para betão. Especificações para a amostragem, ensaio e avaliação da aptidão da água, incluindo água recuperada nos processos da indústria de betão, para o fabrico de betão*. 2003, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [141] IPQ, *NP EN 12390-1: Ensaio do betão endurecido. Parte 1: Forma, dimensões e outras exigências para o ensaio de provetes e para os moldes*. 2003, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [142] IPQ, *NP EN 12390-2: Ensaio do betão endurecido. Parte 2: Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica*. 2003, Instituto Português da Qualidade (IPQ).

- [143] IPQ, *NP EN 12390-3: Ensaios do betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão de provetes de ensaio*. 2003, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [144] IPQ, *NP EN 12504-1: Ensaio de betão nas estruturas. Parte 1: Carotes. Extracção, exame e ensaio à compressão*. 2003, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [145] IPQ, *NP EN 12504-2: Ensaio de betão nas estruturas. Parte 2: Ensaio não destrutivo. Determinação do índice esclerométrico*. 2003, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [146] IPQ, *NP EN 12620: Agregados para betão*. 2004, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [147] IPQ, *NP EN 206-1: Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade*. 2005, Instituto Português da Qualidade (IPQ).
- [148] Iravani, S., *Mechanical Properties of High-Performance Concrete*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, 1996. 93(5): p. 416-426.
- [149] Jaccoud, J.P., Farra, B. e Leclercq, A., *Tensile Strength - Modulus of Elasticity - Bond - Tension Stiffening - Limit State of Cracking*, in *Report to the Joint CEB/FIP Working Group on HSC/HPC*. 1995, Comité Euro-International du Béton: EPF Lausanne.
- [150] Jalali, S. *Modelling the overall rate of reaction in lime-fly ash systems*. in *Proceedings of the 10th International Congress on the Chemistry of Cement*. 1997. Gothenburg, Sweden: SINTEF Civil and Environmental Engineering, Cement and Concrete, Trondheim, Norway.
- [151] Jiang, Z., Sun, Z. e Wang, P., *Autogenous relative humidity change and autogenous shrinkage of high-performance cement pastes*. Cement and Concrete Research, Elsevier Science, Ltd., 2005. 35(8): p. 1539-1545.
- [152] Jianyong, L. e Yan, Y., *A study on creep and drying shrinkage of high performance concrete*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2001. 31: p. 1203-1206.
- [153] Júlio, E. e Fernandes, P., *A Importância do Tipo e Dosagem de Adjuvante na Composição de Betões de Elevados Desempenhos*. Revista Internacional Construlink, 2005. 3(8): p. 14-21.

- [154] Júlio, E.N.B.S., *A Influência da Interface no Comportamento de Pilares Reforçados por Encamisamento de Betão Armado*, in *Tese de Doutoramento em Estruturas, DEC - FCTUC*. 2001, Universidade de Coimbra.
- [155] Júlio, E.N.B.S., Dias, N.C., Lourenço, J.F. e Silva, J.A.R.M., *Feret Coefficients for White Self-Compacting Concrete*. Materials and Structures, RILEM, 2005.
- [156] Júlio, E.N.B.S. e Fernandes, P.A.L. *A Influência do Adjuvante na Resistência e na Trabalhabilidade de Betões de Elevados Desempenhos*. in *Construção 2004 – 2º Congresso Nacional da Construção*. 2004. FEUP, Porto.
- [157] Júlio, E.N.B.S., Fernandes, P.A.L. e Pereira, J.P.V.V. *Observação de Estruturas de Betão de Elevados Desempenhos Através de Ensaios "in situ" Não-destrutivos*. in *Encontro Nacional Betão Estrutural*. 2004. FEUP, Porto.
- [158] Júnior, E.Z., *Caracterización del comportamiento de hormigones de altas prestaciones con y sin fibras metálicas a compresión uniaxial*, in *Tesis Doctoral Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports*. 1999, Universitat Politècnica de Catalunya: Barcelona. p. 164.
- [159] Kaufman, M.K. e Ramirez, J.A., *Re-Evaluation of the Ultimate Shear Behavior of High-Strength Concrete Prestressed I-Beams*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1988. 85(3): p. 295-303.
- [160] Keating, J., Hannant, D.J. e Hibbert, A.P., *Comparison of shear modulus and pulse velocity techniques to measure the build-up of structure in fresh cement pastes used in oil well cementing*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 1989. 19(4): p. 554-556.
- [161] Keating, J., Hannant, D.J. e Hibbert, A.P., *Correlation between cube strength, ultrasonic pulse velocity and volume change for oil well cement slurries*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 1989. 19(5): p. 715-726.
- [162] Khan, A.A., Cook, W.D. e Mitchell, D., *Early age compressive stress-strain properties in low, medium and high-strength concretes*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, 1995. 92(6): p. 617-624.

- [163] Khan, A.A., Cook, W.D. e Mitchell, D., *Tensile Strength of Low, Medium and High-Strength Concretes at Early Ages*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, 1996. 93(5): p. 487-493.
- [164] Khan, A.A., Cook, W.D. e Mitchell, D., *Creep, Shrinkage and Thermal Strains in Normal, Medium and High-Strength Concretes during Hydration*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, 1997. 94(2): p. 156-163.
- [165] Khan, M.A., Rossow, E. e Shah, S.P. *Shear design of high strength concrete beams*. in *Proceedings of the 2000 Structures Congress*. 2000: ASCE - American Society of Civil Engineers. p.1-9
- [166] Kim, J.-K. e Lee, T.G., *Failure behavior of reinforced concrete frames by the combined layered and nonlayered method*. Computers & Structures, Elsevier Science, Ltd, 1993. 48(5): p. 819-825.
- [167] Klieger, P., *Effect of mixing and curing temperature on concrete strength*. Journal of American Concrete Institute, American Concrete Institute, 1958. 29(2): p. 1063.
- [168] Kojima, T., Takagi, N. e Horikawa, S., *Study on Shrinkage Characteristics of High-Strength Silica Fume Concrete*. ACI Special Publication, American Concrete Institute, 2001. SP 199(41).
- [169] Kong, P.Y.L. e Rangan, B.V., *Shear Strength of High-Performance Concrete Beams*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1998. 95(6): p. 677-688.
- [170] Koutchoukali, N.-E. e Belarbi, A., *Torsion of High-Strength Reinforced Concrete Beams and Minimum Reinforcement Requirement*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 2001. 98(4): p. 462-469.
- [171] Kovler, K., *Interdependence of Creep and Shrinkage for Concrete under Tension*. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE - American Society of Civil Engineers, 1995. 7(2): p. 96-101.
- [172] Kovler, K., Schamban, I., Igarashi, S.-I. e Bentur, A., *Prediction of Strength and Shrinkage for Early Age High-Performance Concrete*. ACI Special Publication, American Concrete Institute, 2000. SP 189(18).

- [173] Kreijger, P.C., *Plasticizers and dispersing admixtures*. Admixtures Concrete International. 1980, London: The Construction Press. 1-16.
- [174] Krell, J. *Influence of Additions on the Properties of Fresh and Hardened Concrete*. in *Third CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*. 1989. p.203-209
- [175] Kuchma, D.A. e Kim, K.S., *Shear data bank website*. Civil & Environmental Engineering at University of Illinois at Urbana-Champaign. 2001. [cited 2005] disponível em: <http://cee.uiuc.edu/kuchma/sheardatabank/>
- [176] Kuchma, D.A. e Kim, K.S., *Stress limits and minimum reinforcement requirements in shear design provisions*. Progress in Structural Engineering and Materials, John Wiley & Sons, Ltd, 2001. 3(4): p. 317-325.
- [177] Lambotte, H. e Taerwe, L.R. *Deflection and cracking of high strength concrete beams and slabs*. in *2nd International Symposium on the Utilization of High Strength Concrete*. 1990. Berkeley, Califórnia (USA): American Concrete Institute.
- [178] Le Roy, R. e de Larrard, F. *Creep and Shrinkage of High-Performance Concrete*. in *Proceedings of the 5th International Symposium on Creep and Shrinkage of Concrete*. 1993: E&FN Spon, London. p.499-504
- [179] Lee, H.K., Lee, K.M., Kim, Y.H., Yim, H. e Bae, D.B., *Ultrasonic in-situ monitoring of setting process of high-performance concrete*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2004. 34(4): p. 631-640.
- [180] Leubkeman, C.H., Nilson, A.H. e Slate, F.O., *Sustained Load Deflection of High-Strength Concrete Beams*, in *Research Report n°85-2*. 1985, Department of Structural Engineering, Cornell University: Ithaca, USA. p. 164.
- [181] Liang, M.T. e Wu, J., *Theoretical elucidation on the empirical formulae for the ultrasonic method for concrete structures*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2002. 32: p. 1763-1769.
- [182] Lin, C.-H. e Lee, F.-S., *Ductility of High-Performance Concrete Beams with High-Strength Lateral Reinforcement*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 2001. 98(4): p. 600-608.

- [183] LNEC, *Especificação E 397 - Betões. Determinação do módulo de elasticidade em compressão*. 1993, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- [184] LNEC, *Especificação E 398 - Betões. Determinação da retracção e da expansão*. 1993, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- [185] LNEC, *Especificação E 399 - Betões. Determinação da fluência em compressão*. 1993, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- [186] LNEC, *Especificação E 453 - Cordões de aço para pré-esforço. Características e ensaios*. 2002, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- [187] Long, G., Wang, X. e Xie, Y., *Very-high-performance concrete with ultrafine powders*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2001. 32: p. 601-605.
- [188] Loov, R.E. e Peng, L., *Shear Strength of High-Strength Concrete - ACI 318-95 versus Shear Friction*. ACI Special Publication, American Concrete Institute, 2000. SP 189(23): p. 411-430.
- [189] Lourenço, J. e Coutinho, J., *O cálculo automático no projecto de composição de betões (Métodos de Bolomey e de Faury)*. Séries Monografias Técnicas nº2. 1986: Comissão de Coordenação da Região Centro, Coimbra.
- [190] Lourenço, J., Júlio, E. e Maranhã, P., *Betões de Agregados Leves de Argila Expandida. Guia para a sua utilização*. 2004: APEB.
- [191] Lourenço, J.F., *Metodologia de composição de betões (Métodos das curvas granulométricas de referência)*. 1988: Livraria Almedina, Coimbra.
- [192] Lourenço, J.F., *Formulação de Betões*. 1995, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, IPC.
- [193] Lourenço, J.F. e Madureira, J., *Programa de estudo e composição de betões Sikacomp - Manual de apoio*. 1992, Sika.
- [194] Maage, Smepllass, S. e Johansen. *Long-Term Strength of High Strength Silica Fume Concrete*. in *2nd International Symposium on the Utilization of High Strength Concrete*. 1990. Berkeley, Califórnia (USA): American Concrete Institute.

- [195] Malhotra, V.M., *In situ strength evaluation of concrete*. Concrete International, American Concrete Institute, 1979. 1(9): p. 40-42.
- [196] Malhotra, V.M., Zhang, M.-H., Read, P.H. e Ryell, J., *Long-Term Mechanical Properties and Durability Characteristics of High-Strength/High-Performance Concrete Incorporating Supplementary Cementing Materials under Outdoor Exposure Conditions*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, 2000. 97(5): p. 518-525.
- [197] Malinowski, R. e Garfinkel, Y., *Betongens Førhistoria*. Nordisk Betong. 5: p. 25-29.
- [198] Mammillan, M., *Recherches Expérimentales sur l'Accélération du Durcissement du Béton par le Chauffage*. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment y des Travaux Publics, ITBTP, 1970. 267-268.
- [199] Mammillan, M., *Traitement Thermique des Bétons*. Le Béton Hydraulique. 1982, Paris: Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC).
- [200] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. e Park, R., *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering, ASCE - American Society of Civil Engineers, 1988. 114(8): p. 1804-1825.
- [201] Marro, P., Taerwe, L.R. e Van Gysel, A. *Extension of stress strain curves for design and analysis to high strength concrete*. in *Fourth International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete*. 1996. Paris.
- [202] Mattock, A.H., *Shear Friction and High-Strength Concrete*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 2001. 98(1): p. 50-59.
- [203] McClellan, A.L., *Guia do Professor para Química - uma ciência experimental*. 1984, Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian.
- [204] Megally, S. e Ghali, A., *Punching of Concrete Slabs due to Column Moment Transfer*. Journal of Structural Engineering, ASCE - American Society of Civil Engineers, 2000. 126(2): p. 180-189.
- [205] Mehta, P.K., *Concrete Structures, Properties and Materials*. 1986: Prentice-Hall Inc.

- [206] Mehta, P.K. e Aïtcin, P.-C. *Microstructural basis of selection of materials and mix proportions for high strength concrete*. in *2nd International Symposium on the Utilization of High Strength Concrete*. 1990. Berkeley, Califórnia (USA): American Concrete Institute.
- [207] Mendis, P., *Design of high-strength concrete members: state-of-the-art*. Progress in Structural Engineering and Materials, John Wiley & Sons, Ltd, 2003. 5(1): p. 1-15.
- [208] Mendis, P. e French, C., *Bond Strength of Reinforcement in High-Strength Concrete*. Advances in Structural Engineering, Multi-Science Publishing Co Ltd, 2000. 3(3): p. 245-253.
- [209] Mendis, P., Nicholls, S. e Duffield, C., *Optimum use of high performance concrete in prestressed concrete super-T bridge beams*. PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, 2000. 45(3): p. 56-65.
- [210] Mendis, P. e Pendyala, R.S. *High strength/high performance concrete in Australia: design and applications*. in *4th International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete*. 1996. Paris. p.1581-1590
- [211] Mendis, P., Pendyala, R.S. e Setunge, S., *Stress-strain model to predict the full-range moment curvature behaviour of high strength concrete sections*. Magazine of Concrete Research, Thomas Telford Ltd, 2000. 52(4): p. 227-234.
- [212] Mokarem, D.W., Weyers, R.E. e Lane, D.S., *Development of a shrinkage performance specifications and prediction model analysis for supplemental cementitious material concrete mixtures*. Cement and Concrete Research, Elsevier Science, Ltd, 2005. 35(5): p. 918-925.
- [213] Mphonde, A.G. e Frantz, G.C., *Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams Without Stirrups*. ACI Journal, American Concrete Institute, 1984. 81(4): p. 350-357.
- [214] Mphonde, A.G. e Frantz, G.C., *Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams with Stirrups*. ACI Special Publication, American Concrete Institute, 1985. SP 87(10): p. 179-196.
- [215] Nagataki, S. e Yonekura, A., *Studies of the Volume Changes of High Strength Concretes with Superplasticizer*. Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association (Tokyo), 1978. 20: p. 26-33.

- [216] Neville, A.M., *Properties of concrete*. 1rd Edition ed. 1973: England.
- [217] Neville, A.M., *Properties of concrete*. 4rd Edition ed. 1996: Prentice Hall, England. 844.
- [218] Neville, A.M. e Brooks, J.J., *Concrete Technology*. 1987: Prentice Hall, England. 456.
- [219] Neville, A.M. e Brooks, J.J., *Concrete Technology*. 1993: Longman Group Ltd, England.
- [220] Neville, A.M., Dilger, W.H. e Brooks, J.J., *Creep of plain and structural concrete*. Construction Press. 1983, New York: Longman Group Ltd.
- [221] Ngo, D.T., *Punching Shear Resistance of High-Strength Concrete Slabs*. Electronic Journal of Structural Engineering, EJSE International, 2001. 1(1): p. 52-59.
- [222] Nurse, R.W., *Steam curing of concrete*. Magazine of Concrete Research, Thomas Telford Ltd, 1949. 2: p. 79.
- [223] Oh, B.H. e Yang, I.H., *Sensitivity Analysis of Time-Dependent Behavior in PSC Box Girder Bridges*. Journal of Structural Engineering, ASCE - American Society of Civil Engineers, 2000. 126(2): p. 171-179.
- [224] Oh, B.H. e Yang, I.H., *Realistic Long-Term Prediction of Prestress Forces in PSC Box Girder Bridges*. Journal of Structural Engineering, ASCE - American Society of Civil Engineers, 2001. 127(9): p. 1109-1116.
- [225] Paillere, A.M., Buil, M. e Serrano, J.J. *Durability of Very High-Strength Concrete: Effect of Hydration Shrinkage on Early-Age Cracking*. in *First International RILEM Conference, Materials Science to Construction, Materials Engineering*. 1987. Versailles, France: Chapman and Hall. p.990-997
- [226] Papayianni, I., Tsohos, G., Oikonomou, N. e Mavria, P., *Influence of superplasticizer type and mix design parameters on the performance of them in concrete mixtures*. Cement and Concrete Composites, Elsevier Science, Ltd, 2005. 27(2): p. 217-222.
- [227] Papo, A. e Piani, L., *Effect of various superplasticizers on the rheological properties of Portland cement pastes*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2004. 34(11): p. 2097.

- [228] Parrot, L.J., *The Properties of High-Strength Concrete*. Technical Report No. 42.417, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, 1969: p. 12.
- [229] Parsons e Johnson, *Factors affecting the thermal expansion of concrete aggregate materials*. Journal of American Concrete Institute, 1944: p. 457.
- [230] Pascale, G., Di Leo, A. e Carli, R. *Evaluation of actual compressive strength of high strength concrete by NDT*. in *15th WCNDT - World Conference on Non-Destructive Testing*. 2000. Roma (Italia).
- [231] Pastor, J.A., Nilson, A.H. e Slate, F.O., *Behavior of High Strength Concrete Beams*, in *Research Report n°84-3*. 1984, Department of Structural Engineering, Cornell University: Ithaca, USA.
- [232] Patnaik, A.K. e Patnaikuni, I., *Correlation of strength of 75 mm diameter and 100 mm diameter cylinders for high strength concrete*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2001. 32: p. 607-613.
- [233] Paulson, K.A. e Nilson, A.H., *Deflections of High-Strength Concrete Beams Under Sustained Loading*, in *Research Report n°92*. 1992, Department of Structural Engineering, Cornell University: Ithaca, USA.
- [234] Paulson, K.A., Nilson, A.H. e Hover, K.C., *Long-term deflection of high strength concrete beams*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, 1991. 88(2): p. 197-206.
- [235] PCI Committee on Prestress Losses, *Recommendations for Estimating Prestress Losses*. PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, 1975. 20(4): p. 44-75.
- [236] Pearson, J.C., *A concrete failure attributed of aggregate of low thermal coefficient*. Journal of American Concrete Institute, 1941: p. 29.
- [237] Pecce, M. e Fabbrocino, G., *Plastic Rotation Capacity of Beams in Normal and High-Performance Concrete*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1999. 96(2): p. 290-296.
- [238] Peiwei, G., Min, D. e Naiqian, F., *The influence of superplasticizer and superfine mineral powder on the flexibility, strength and durability of HPC*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2001. 31: p. 703-706.

- [239] Pendyala, R.S. e Mendis, P., *Experimental Study on Shear Strength of High-Strength Concrete Beams*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 2000. 94(7): p. 564-571.
- [240] Pendyala, R.S., Mendis, P. e Patnaikuni, I., *Full-Range Behavior of High-Strength Concrete Flexural Members: Comparison of Ductility Parameters of High and Normal-Strength Concrete Members*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1996. 93(1): p. 30-35.
- [241] Pereira, J.P.V.V., *Avaliação da Resistência à Compressão do Betão Através de Ensaio Não-Destrutivos*, in *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil-Estruturas, DEC-FCTUC*. 1999, Universidade de Coimbra.
- [242] Perenchio, W.F. e Klieger, P., *Some physical properties of high-strength concrete*, in *Research and Development Bulletin nº RD056.01T*. 1978, Portland Cement Association: Skokie, Illinois, USA. p. 7.
- [243] Persson, B., *Justification of Federation International de Beton, fib, 2000 model for elastic modulus of normal and high-performance concrete, HPC*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2004. 34(4): p. 651-655.
- [244] Persson, B.S.M., Johansson, A.G. e Johansson, P.S., *Prefabrication with HSC*. Concrete International, American Concrete Institute, 1999. 21(9): p. 58-62.
- [245] Petrucci, E.G., *Concreto de cimento portland*. 2ª Edição ed. 1973, Porto Alegre: Editora Globo.
- [246] Plowman, J.J.M., *Maturity and strength of concrete*. Magazine of Concrete Research, Thomas Telford Ltd, 1956: p. 13.
- [247] Rabbat, B.G. e Russel, H.G., *Optimized Sections for Precast, Prestressed Bridge Girders*, in *Research and Development Bulletin RD080.01E*. 1982, Portland Cement Association: Skokie, Illinois, USA. p. 10.
- [248] Ramdane, K.E. *Punching shear of high performance concrete slabs*. in *4th International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete*. 1996. Paris. p.1015-1026

- [249] Rasmussen, L.J. e Baker, G., *Torsion in Reinforced Normal and High-Strength Concrete Beams Part 1: Experimental Test Series*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1995. 92(1): p. 56-62.
- [250] Rasmussen, L.J. e Baker, G., *Torsion in Reinforced Normal and High-Strength Concrete Beams-Part 2: Theory and Design*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1995. 92(2): p. 149-156.
- [251] RBLH, *Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos*. 1971, Imprensa Nacional Casa da Moeda (INCM).
- [252] REBA, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado*. 1967, Separata nº 3189, 3191 e 3193 do Boletim de Informações.
- [253] REBAP, *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. 1983, Porto Editora.
- [254] Rebelo, C. e Rigueiro, C., *Relatório de Ensaio de Medição de Vibrações Livres de Uma Viga Pré-Esforçada em Betão de Alta Resistência*. 2005, Departamento de Engenharia Civil da FCTUC: Universidade de Coimbra. p. 12.
- [255] Regourd, M. e Gautier, E., *Comportement des Ciments Soumis au Durcissement Accélééré*. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment y des Travaux Publics, ITBTP, 1980. 387.
- [256] Roller, J.J., Bruce, R.N., Martin, B.T. e Russel, H.G., *Performance of Prestressed High Strength Concrete Bridge Girders*. PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, 1993. 38(3): p. 34-45.
- [257] Roller, J.J. e Russel, H.G., *Shear Strength of High-Strength Concrete Beams With Web Reinforcement*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1990. 87(2): p. 191-198.
- [258] Roller, J.J., Russel, H.G., Bruce, R.N. e Martin, B.T., *Long-Term Performance of Prestressed, Pretensioned High Strength Concrete Bridge Girders*. PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, 1995. 40(6): p. 48-59.
- [259] Runkiewicz, L. e Runkiewicz, M. *Application of the ultrasonic and sclerometric methods for the assessment of the structures made of high-strength concrete*. in *15th WCNDT - World Conference on Non-Destructive Testing*. 2000. Roma (Italia). p.5

- [260] Russell, B.W., *Impact of High Strength Concrete on the Design and Construction of Pretensioned Girder Bridges*. PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, 1994. 39(4): p. 76-89.
- [261] Saatcioglu, M. e Razvi, S.R., *Strength and ductility of confined concrete*. Journal of Structural Engineering, ASCE - American Society of Civil Engineers, 1992. 118(6): p. 1590-1607.
- [262] Saje, D. e Saje, F., *Autogenous Shrinkage Development in HPC*. High Performance Materials in Bridges (2001) 2003, ASCE - American Society of Civil Engineers, 2003: p. 11-20.
- [263] Samman, T.A., Mirza, W.H. e Wafa, F.F., *Plastic Shrinkage of Normal and High-Strength Concrete: a comparative study*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, 1996. 93(1): p. 36-40.
- [264] Samra, R.M., *Time-Dependent Deflections of Reinforced Concrete Beams Revisited*. Journal of Structural Engineering, ASCE - American Society of Civil Engineers, 1997. 123(6): p. 823-830.
- [265] Sarkar, S.L. e Aitcin, P.-C., *Dissolution rate of silica fume in very high-strength concrete*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 1987. 17: p. 591-601.
- [266] Sato, R., Xu, M. e Yang, Y., *Stresses of High-Strength Concrete Due to Autogenous Shrinkage Combined with Hydration Heat of Cement*. ACI Special Publication, American Concrete Institute, 1999. SP 172(43).
- [267] Saul, A.G.A., *Principles underlying the steam curing of concrete at atmospheric pressure*. Magazine of Concrete Research, Thomas Telford Ltd, 1951. 6: p. 127.
- [268] Sebök, T., Krejčí, J., Musil, A. e Šimoník, J., *A contribution to the explanation of the action principles of organic plasticizers*. Cement and Concrete Research, Elsevier Science, Ltd, 2005. 35(8): p. 1551-1554.
- [269] SECIL. *Companhia Geral de Cal e Cimento, S.A.* 2005. [cited; disponível em: <http://www.secil.pt>].

- [270] Shaeles, C.A. e Hover, K.C., *Influence of Mix Proportions and Construction Operation on Plastic Cracking in Thin Slabs*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, 1988. 85(6): p. 495-504.
- [271] Shehata, I.A.E.M., Shehata, L.C.D. e Mattos, T.S., *Stress-strain curve for the design of high strength concrete elements*. Materials and Structures, RILEM, 2000. 33(231): p. 411-418.
- [272] Shehata, I.A.E.M., Ventrini, L.A. e Shehata, L.C.D., *Bond Influence on Rotation Capacity of High-Strength and Normal Strength Beams*. ACI Special Publication, American Concrete Institute, 1999. SP 186(14).
- [273] Sherif, A.G. e Dilger, W.H., *Critical review of CSA A23.3-94 deflection prediction for normal and high strength concrete beams*. Canadian Journal of Civil Engineering, National Research Council of Canada, 1998. 25(3): p. 474-489.
- [274] Shiomi, I., Masuda, Y., Abe, M., Yasuda, M. e Kodama, K. *Influence of various factors on drying shrinkage of high-strength concrete*. in *High Strength-Concrete Proceedings*. 1993. Lillehammer, Norway. p.921-928
- [275] SIKA. *Sika Portugal, S.A.* 2005. [cited; disponível em: <http://www.sika.pt/>].
- [276] Smith, E.F., Tynes, W.O. e Saucier, K.L., *High-Compressive-Strength Concrete, Development of Concrete Mixtures*, in *Technical Documentary Report No. RTD TDR-63-3114*. 1964, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station: Vicksburg, USA. p. 44 pp.
- [277] Stanley, C.C., *Highlights in the history of concrete*. 1982, Fulmer, Slough: Cement and Concrete Association.
- [278] Stanton, J.F., Barr, P. e Eberhard, M.O., *Behavior of High-Strength High-Performance Concrete Bridge Girders*. ACI Special Publication, American Concrete Institute, 2000. SP 189(05).
- [279] Subramaniam, K.V., Gromotka, R., Shah, S.P., Obla, K. e Hill, R., *Influence of Ultrafine Fly Ash on the Early Age Reponse ant the Shrinkage Cracking Potencial of Concrete*. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE - American Society of Civil Engineers, 2005. 17(1): p. 45-53.

- [280] Swaddiwudhipong, S., Lu, H.-R. e Wee, T.-H., *Direct tension test and tensile strain capacity of concrete at early age*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2003. 33: p. 2077-2084.
- [281] Tabsh, S.W. e Aswad, A., *Statiscal Properties of Plant-Produced High Strength Concrete in Compression*. PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, 1995. 40(4): p. 72-76.
- [282] Tadros, M.K., Huo, X., Ma, Z.J. e Baishya, M., *Structural Design of High-Performance Concrete Bridges*. ACI Special Publication, American Concrete Institute, 2000. SP 189(02).
- [283] Termkhajornkit, P., Nawa, T., Nakai, M. e Saito, T., *Effect of fly ash on autogenous shrinkage*. Cement and Concrete Research, Elsevier Science, Ltd, 2005. 35(3): p. 473-482.
- [284] Thornton, C.H., Mohamad, H., Hungspruke, U., Joseph, L.M. e Hashim, H., *The Petronas Twin Towers and high performance concrete*. ACI Special Publication, American Concrete Institute, 1999. SP 172(18).
- [285] Tiago, P.M., *Cura Acelerada do Betão - Uma Utilização Racional*, in *1º Congresso Nacional da Indústria de Pré-Fabricação em Betão*. 2000, ANIPC -Associação Nacional das Indústrias de Produtos de Cimento: Porto.
- [286] Tighiouart, B., Benmokrane, B. e Ballbaki, W., *Caractéristiques mécaniques et élastiques de bétons à haute performance confectionnés avec différents types de gros granulats*. Materials and Structures, RILEM, 1994. 27: p. 211-221.
- [287] Valença, J.M.d.A., *Aplicações de Fotogrametria à Engenharia de Estruturas*, in *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Estruturas, DEC-FCTUC*. 2005 (em desenvolvimento), Universidade de Coimbra.
- [288] Van Lund, J.A., Kinderman, P.D. e Seguirant, S.J., *New Deep WSDOT Girders used for the Twisp River Bridge*. PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, 2002. 47(2): p. 20-31.
- [289] Vecchio, F.J. e Collins, M.P., *The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*. ACI Journal, American Concrete Institute, 1986. 83(2): p. 219-231.

- [290] Wee, T.H., Chin, M.S. e Mansur, M.A., *Stress-Strain Relationship of High-Strength Concrete in Compression*. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE - American Society of Civil Engineers, 1996. 8(2): p. 70-76.
- [291] Wei, S., Handong, Y. e Binggen, Z., *Analysis of mechanism on water-reducing effect of fine ground slag, high-calcium fly ash, and low-calcium fly ash*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2003. 33: p. 1119-1125.
- [292] Weiss, W.J., Yang, W. e Shah, S.P., *Factors Influencing Durability and Early-Age Cracking in High-Strength Concrete Structures*. ACI Special Publication, American Concrete Institute, 2000. SP 189(22).
- [293] Whiting, D. e Dziedzic, W., *Behavior of cement-reduced and flowing fresh concretes containing conventional water-reducing and second generation high-range water-reducing admixtures*. Cement, Concrete & Aggregates, ASTM International, 1989. 11(1): p. 30-39.
- [294] Wiegink, K., Marikunte, S. e Shah, S.P., *Shrinkage Cracking of High-Strength Concrete*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, 1996. 93(5): p. 409-415.
- [295] Wu, K.-R., Chen, B., Yao, W. e Zhang, D., *Effect of coarse aggregate type on mechanical properties of high-performance concrete*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2001. 31: p. 1421-1425.
- [296] Xie, Y., Ahmad, S.H., Yu, T., Hino, S. e Chung, W., *Shear Ductility of Reinforced Concrete Beams of Normal and High-Strength Concrete*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1994. 91(2): p. 140-149.
- [297] Yang, Y., Sato, R. e Kawai, K., *Autogenous shrinkage of high-strength concrete containing silica fume under drying at early ages*. Cement and Concrete Research, Elsevier Science, Ltd, 2005. 35(3): p. 449-456.
- [298] Yerlici, V.A. e Özturan, T., *Factors Affecting Anchorage Bond Strength in High-Performance Concrete*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 2000. 97(3): p. 499-507.
- [299] Yi, S.-T., Kim, J.-K. e Oh, T.-K., *Effect of strength and age on the stress-strain curves of concrete specimens*. Cement and Concrete Research, Pergamon, Elsevier Science, Ltd, 2003. 33: p. 1235-1244.

- [300] Yoon, Y.-S., Cook, W.D. e Mitchell, D., *Minimum Shear Reinforcement in Normal, Medium, and High-Strength Concrete Beams*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 1996. 93(5): p. 576-584.
- [301] Zhang, M.-H. e Malhotra, V.M., *High-performance concrete incorporating rice husk ash as a supplementary cementing material*. ACI Materials Journal, American Concrete Institute, 1996. 93: p. 629-636.
- [302] Zia, P., Ahmad, S. e Leming, M., *High-Performance Concretes: A state-of-art report (1989-1994)*. 1997, Federal Highway Administration - U.S. Department of Transportation: Georgetown Pike, Virginia.
- [303] Zuo, J. e Darwin, D., *Splice Strength of Conventional and High Relative Rib Area Bars in Normal and High-Strength Concrete*. ACI Structural Journal, American Concrete Institute, 2000. 97(4): p. 630-641.

A n e x o A

Composições testadas para a definição da composição base

ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE AGREGADOS

Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.2 |
| Consistência: | 100 mm |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.826 |
| Índ. de vazios: | 0.174 |

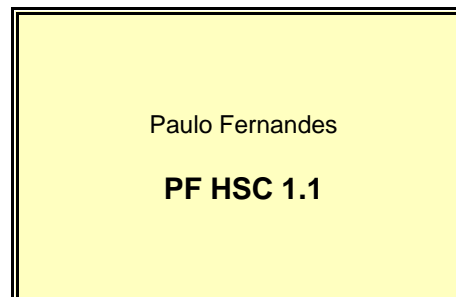
| | |
|--|--------------|
| Tipo e classe de cimento: I - 52,5 R Alhandra | |
| Quantidade de cimento (kg): | 500 |
| Massa volúm. absol.do cimento (kg/m3). | 3120 |
| Tipo de adição: SIKACRETE HD | |
| Quantidade de adição (kg): | 50 |
| Massa volúm. absol. da adição (kg/m3). | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3) : | 0.183 |
| Percentagem de ligante (%): | 22.2 |
| Nome do adjuvante: VISCOCRETE 3000 | |
| Massa volúm. (kg/l) : | 1.06 |
| Quantidade (litros): | 12.97 |

| | |
|-------------------------------|-----------|
| Volume de vazios (litros/m3): | 20 |
|-------------------------------|-----------|

| | |
|--|--------------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 141.0 |
| Volume da pasta ligante | 0.357 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.513 |

| | |
|--|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos inertes (m3) : | 0.643 |
|--|-------|

| Designação dos inertes : | | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|--------------------------|-----------------|-------|------------|----------------|
| Agr.1 | Brita Granítica | 0.296 | 2.65 kg/l | 504 kg |
| Agr.2 | Areia Grossa | 0.704 | 2.60 kg/l | 1178 kg |
| | ----- | | | |

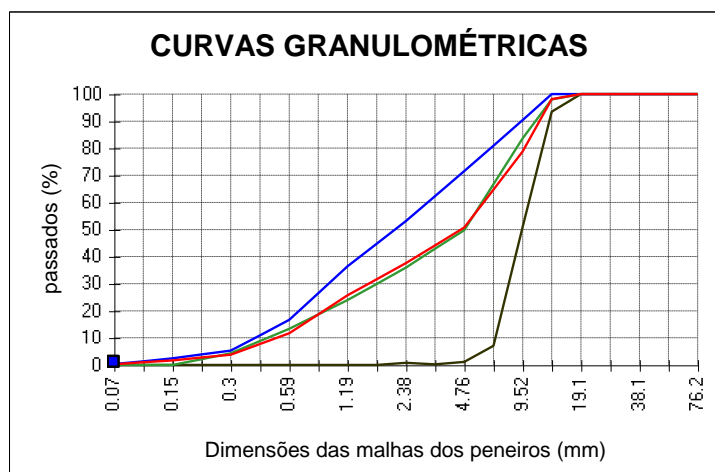


| | |
|---------------------------------------|---------------------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2386 |
| Massa de um cubo c/ a=15cm (kg): | 8.05 |
| Volume absol. inertes grossos (m3) : | 0.317 |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.683 |
| Relações: | A/C A/(S+C) |
| | 0.31 0.280 |
| Adições (%) | S/C*100= 10.0 |
| | S/(S+C)*100= 9.1 |
| Permilagem do adjuvante : | 25.0 |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 4.0 |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 3.5 |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.0 |
| Previsão das resistências: | |
| | 7 dias 28 dias |
| Const. Feret | |
| Resist. (MPa): | 0 0 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

| | | | | | |
|---------------------------------------|--------------|--------------|-------|--------|---------|
| Método granulométrico de referência : | Faury | Parâmetros : | A= 32 | B= 1.5 | y= 66.5 |
|---------------------------------------|--------------|--------------|-------|--------|---------|

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.2 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.7 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 4.3 | 3.7 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 13.3 | 11.7 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 23.9 | 25.6 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 35.9 | 37.6 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 49.7 | 50.7 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 83.7 | 78.8 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 98.1 | 98.1 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 4.89 | 4.90 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE AGREGADOS

Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.2 |
| Consistência: | 100 mm |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.821 |
| Índ. de vazios: | 0.180 |

| | |
|--|---------------------|
| Tipo e classe de cimento: | I - 52,5 R Alhandra |
| Quantidade de cimento (kg): | 500 |
| Massa volum. absol.do cimento (kg/m3): | 3120 |
| Tipo de adição: | SIKACRETE HD |
| Quantidade de adição (kg): | 50 |
| Massa volum. absol. da adição (kg/m3): | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3): | 0.183 |
| Porcentagem de ligante (%): | 22.3 |
| Nome do adjuvante: | VISCOCRETE 3000 |
| Massa volum. (kg/l): | 1.06 |
| Quantidade (litros): | 12.97 |

| | |
|-------------------------------|----|
| Volume de vazios (litros/m3): | 20 |
|-------------------------------|----|

| | |
|--|-------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 146.5 |
| Volume da pasta ligante | 0.362 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.505 |

| | |
|---|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos inertes (m3): | 0.638 |
|---|-------|

| Designação dos inertes : | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|--------------------------|-------|------------|---------|
| Agr.1 Brita Granítica | 0.298 | 2.65 kg/l | 503 kg |
| Agr.2 Areia Grossa | 0.702 | 2.60 kg/l | 1164 kg |
| ----- | | | |

Paulo Fernandes

PF HSC 1.2

| | |
|-------------------------------------|-------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2377 |
| Massa de um cubo c/ a=15cm (kg): | 8.02 |
| Volume absol. inertes grossos (m3): | 0.315 |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.685 |

| | | |
|-------------|------------------|---------|
| Relações: | A/C | A/(S+C) |
| | 0.32 | 0.290 |
| Adições (%) | S/C*100= 10.0 | |
| | S/(S+C)*100= 9.1 | |

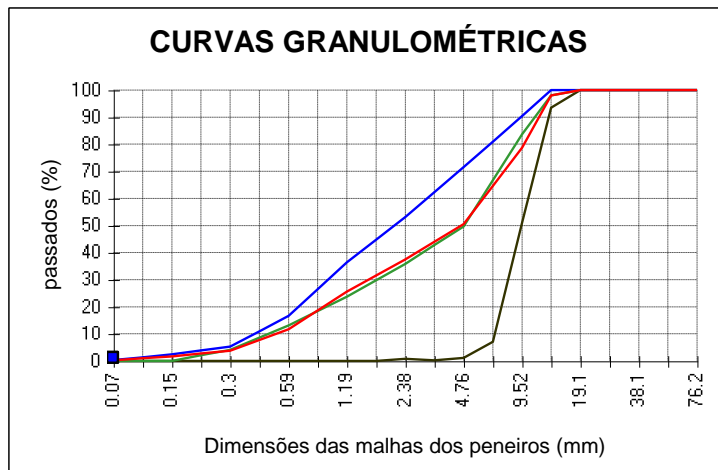
| | |
|---------------------------------------|------|
| Permilagem do adjuvante : | 25.0 |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 4.0 |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 3.5 |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.0 |

| | | |
|----------------------------|--------|---------|
| Previsão das resistências: | | |
| | 7 dias | 28 dias |
| Const. Feret | | |
| Resist. (MPa): | 0 | 0 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

| | | | | | |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|
| Método granulométrico de referência : | Faury | Parâmetros : | A= 32 | B= 1.5 | y= 66.5 |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.2 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.7 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 4.1 | 3.7 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 13.1 | 11.7 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 23.8 | 25.6 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 35.8 | 37.5 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 49.7 | 50.5 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 83.7 | 78.7 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 98.1 | 98.1 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 4.90 | 4.91 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE AGREGADOS

Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.2 |
| Consistência: | 100 mm |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.815 |
| Índ. de vazios: | 0.185 |

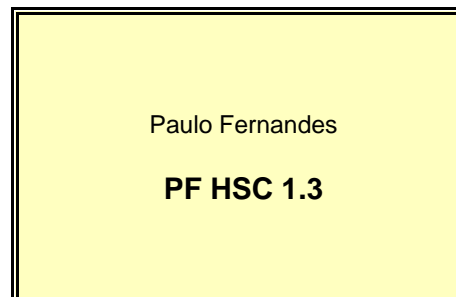
| | |
|--|--------------|
| Tipo e classe de cimento: I - 52,5 R Alhandra | |
| Quantidade de cimento (kg): | 500 |
| Massa volúm. absol.do cimento (kg/m3). | 3120 |
| Tipo de adição: SIKACRETE HD | |
| Quantidade de adição (kg): | 50 |
| Massa volúm. absol. da adição (kg/m3). | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3) : | 0.183 |
| Percentagem de ligante (%): | 22.5 |
| Nome do adjuvante: VISCOCRETE 3000 | |
| Massa volúm. (kg/l) : | 1.06 |
| Quantidade (litros): | 12.97 |

| | |
|-------------------------------|-----------|
| Volume de vazios (litros/m3): | 20 |
|-------------------------------|-----------|

| | |
|--|--------------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 152.0 |
| Volume da pasta ligante | 0.368 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.497 |

| | |
|--|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos inertes (m3) : | 0.632 |
|--|-------|

| Designação dos inertes : | | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|--------------------------|-----------------|-------|------------|----------------|
| Agr.1 | Brita Granítica | 0.300 | 2.65 kg/l | 502 kg |
| Agr.2 | Areia Grossa | 0.700 | 2.60 kg/l | 1151 kg |
| | ----- | | | |

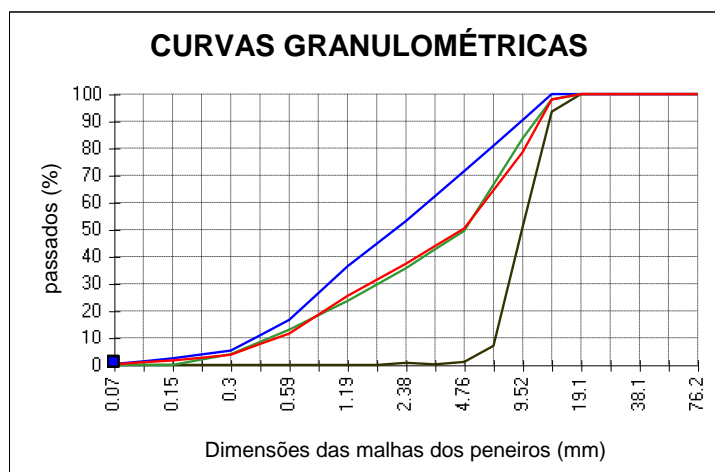


| | |
|---------------------------------------|---------------------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2368 |
| Massa de um cubo c/ a=15cm (kg): | 7.99 |
| Volume absol. inertes grossos (m3) : | 0.314 |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.686 |
| Relações: | A/C A/(S+C) |
| | 0.33 0.300 |
| Adições (%) | S/C*100= 10.0 |
| | S/(S+C)*100= 9.1 |
| Permilagem do adjuvante : | 25.0 |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 3.9 |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 3.5 |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.0 |
| Previsão das resistências: | |
| | 7 dias 28 dias |
| Const. Feret | |
| Resist. (MPa): | 0 0 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

| | | | | | |
|---------------------------------------|--------------|--------------|-------|--------|---------|
| Método granulométrico de referência : | Faury | Parâmetros : | A= 32 | B= 1.5 | y= 66.5 |
|---------------------------------------|--------------|--------------|-------|--------|---------|

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.2 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.7 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 3.9 | 3.7 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 13.0 | 11.6 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 23.6 | 25.5 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 35.7 | 37.4 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 49.6 | 50.4 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 83.7 | 78.6 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 98.1 | 98.1 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 4.91 | 4.91 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE AGREGADOS

Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.2 |
| Consistência: | 100 mm |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.826 |
| Índ. de vazios: | 0.174 |

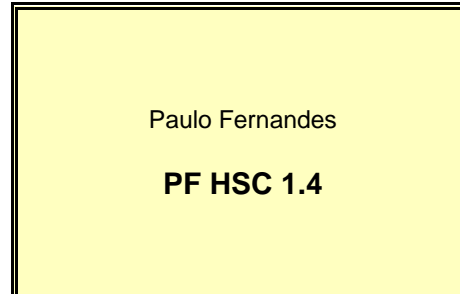
| | |
|--|---------------------|
| Tipo e classe de cimento: | I - 52,5 R Alhandra |
| Quantidade de cimento (kg): | 500 |
| Massa volum. absol.do cimento (kg/m3): | 3120 |
| Tipo de adição: | SIKACRETE HD |
| Quantidade de adição (kg): | 50 |
| Massa volum. absol. da adição (kg/m3): | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3): | 0.183 |
| Porcentagem de ligante (%): | 22.2 |
| Nome do adjuvante: | VISCOCRETE 3000 |
| Massa volum. (kg/l): | 1.06 |
| Quantidade (litros): | 12.97 |

| | |
|-------------------------------|----|
| Volume de vazios (litros/m3): | 20 |
|-------------------------------|----|

| | |
|--|-------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 141.0 |
| Volume da pasta ligante | 0.357 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.513 |

| | |
|---|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos inertes (m3): | 0.643 |
|---|-------|

| Designação dos inertes : | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|--------------------------|-------|------------|--------|
| Agr.1 Brita Granítica | 0.438 | 2.65 kg/l | 747 kg |
| Agr.2 Areia Grossa | 0.562 | 2.60 kg/l | 939 kg |
| ----- | | | |

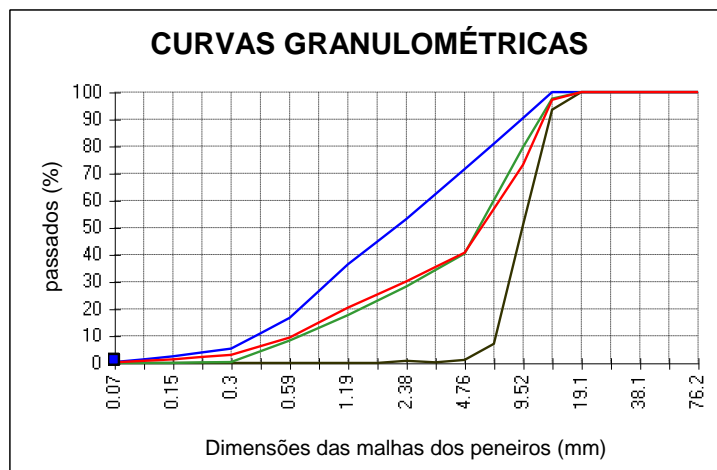


| | | |
|---------------------------------------|------------------|---------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2391 | |
| Massa de um cubo c/ a=15cm (kg): | 8.07 | |
| Volume absol. inertes grossos (m3): | 0.382 | |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.618 | |
| Relações: | A/C | A/(S+C) |
| | 0.31 | 0.280 |
| Adições (%) | S/C*100= 10.0 | |
| | S/(S+C)*100= 9.1 | |
| Permilagem do adjuvante : | 25.0 | |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 4.0 | |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 3.5 | |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.5 | |
| Previsão das resistências: | | |
| | 7 dias | 28 dias |
| Const. Feret | | |
| Resist. (MPa): | 0 | 0 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

| | | | | | |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|
| Método granulométrico de referência : | Faury | Parâmetros : | A= 24 | B= 1.5 | y= 58.5 |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.2 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.3 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 0.4 | 3.0 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 8.3 | 9.3 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 17.6 | 20.4 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 28.2 | 30.2 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 40.3 | 40.6 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 79.8 | 73.2 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 97.6 | 97.2 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 5.25 | 5.22 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE AGREGADOS

Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.2 |
| Consistência: | 100 mm |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.815 |
| Índ. de vazios: | 0.185 |

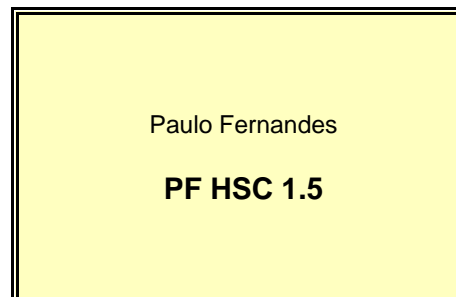
| | |
|--|--------------|
| Tipo e classe de cimento: I - 52,5 R Alhandra | |
| Quantidade de cimento (kg): | 500 |
| Massa volum. absol.do cimento (kg/m3). | 3120 |
| Tipo de adição: SIKACRETE HD | |
| Quantidade de adição (kg): | 50 |
| Massa volum. absol. da adição (kg/m3). | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3) : | 0.183 |
| Percentagem de ligante (%): | 22.5 |
| Nome do adjuvante: VISCOCRETE 3000 | |
| Massa volum. (kg/l) : | 1.06 |
| Quantidade (litros): | 12.97 |

| | |
|-------------------------------|-----------|
| Volume de vazios (litros/m3): | 20 |
|-------------------------------|-----------|

| | |
|--|--------------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 152.0 |
| Volume da pasta ligante | 0.368 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.497 |

| | |
|--|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos inertes (m3) : | 0.632 |
|--|-------|

| Designação dos inertes : | | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|--------------------------|-----------------|-------|------------|---------------|
| Agr.1 | Brita Granítica | 0.443 | 2.65 kg/l | 742 kg |
| Agr.2 | Areia Grossa | 0.557 | 2.60 kg/l | 916 kg |
| | ----- | | | |

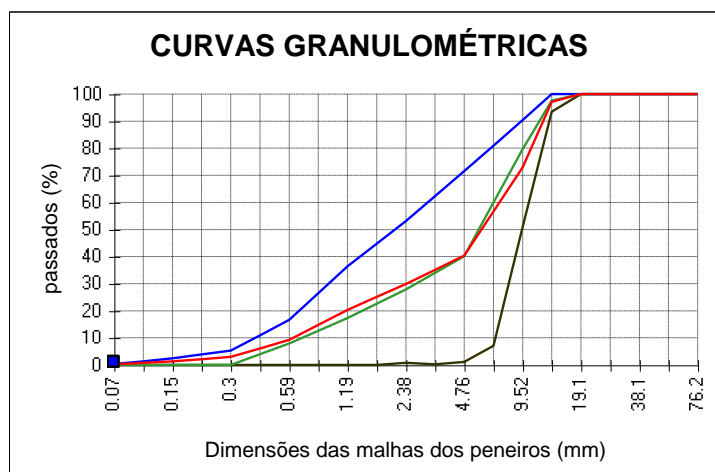


| | | |
|---------------------------------------|------------------|---------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2373 | |
| Massa de um cubo c/ a=15cm (kg): | 8.01 | |
| Volume absol. inertes grossos (m3) : | 0.377 | |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.623 | |
| Relações: | A/C | A/(S+C) |
| | 0.33 | 0.300 |
| Adições (%) | S/C*100= 10.0 | |
| | S/(S+C)*100= 9.1 | |
| Permilagem do adjuvante : | 25.0 | |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 3.9 | |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 3.5 | |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.5 | |
| Previsão das resistências: | | |
| | 7 dias | 28 dias |
| Const. Feret | | |
| Resist. (MPa): | 0 | 0 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

| | | | | | |
|---------------------------------------|--------------|--------------|-------|--------|---------|
| Método granulométrico de referência : | Faury | Parâmetros : | A= 24 | B= 1.5 | y= 58.5 |
|---------------------------------------|--------------|--------------|-------|--------|---------|

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.2 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.3 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 0.0 | 3.0 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 7.9 | 9.2 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 17.3 | 20.3 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 27.9 | 29.9 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 40.1 | 40.3 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 79.8 | 73.0 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 97.6 | 97.1 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 5.27 | 5.23 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE AGREGADOS

Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.2 |
| Consistência: | 100 mm |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.804 |
| Índ. de vazios: | 0.196 |

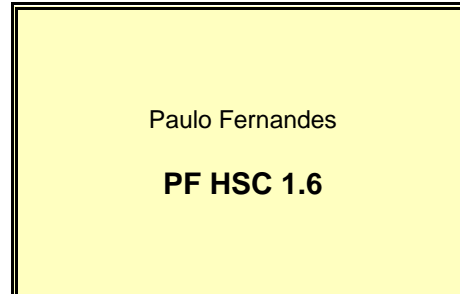
| | |
|--|---------------------|
| Tipo e classe de cimento: | I - 52,5 R Alhandra |
| Quantidade de cimento (kg): | 500 |
| Massa volum. absol.do cimento (kg/m3): | 3120 |
| Tipo de adição: | SIKACRETE HD |
| Quantidade de adição (kg): | 50 |
| Massa volum. absol. da adição (kg/m3): | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3): | 0.183 |
| Porcentagem de ligante (%): | 22.8 |
| Nome do adjuvante: | VISCOCRETE 3000 |
| Massa volum. (kg/l): | 1.06 |
| Quantidade (litros): | 12.97 |

| | |
|-------------------------------|----|
| Volume de vazios (litros/m3): | 20 |
|-------------------------------|----|

| | |
|--|-------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 163.0 |
| Volume da pasta ligante | 0.379 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.483 |

| | |
|---|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos inertes (m3): | 0.621 |
|---|-------|

| Designação dos inertes : | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|--------------------------|-------|------------|--------|
| Agr.1 Brita Granítica | 0.447 | 2.65 kg/l | 736 kg |
| Agr.2 Areia Grossa | 0.553 | 2.60 kg/l | 892 kg |
| ----- | | | |

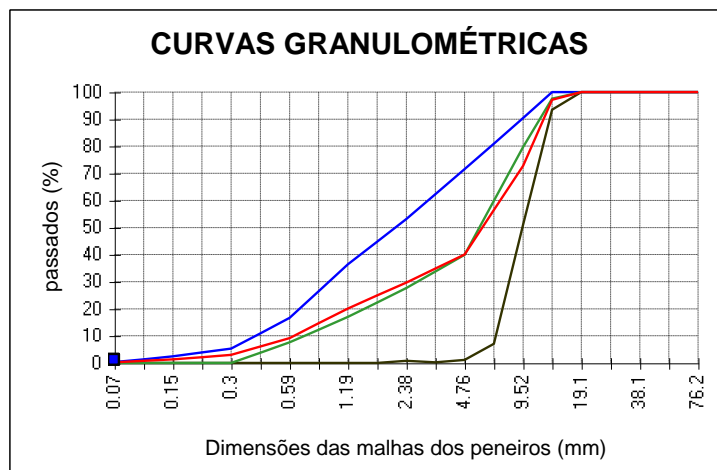


| | | |
|---------------------------------------|------------------|---------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2355 | |
| Massa de um cubo c/ a=15cm (kg): | 7.95 | |
| Volume absol. inertes grossos (m3): | 0.373 | |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.627 | |
| Relações: | A/C | A/(S+C) |
| | 0.35 | 0.320 |
| Adições (%) | S/C*100= 10.0 | |
| | S/(S+C)*100= 9.1 | |
| Permilagem do adjuvante : | 25.0 | |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 3.9 | |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 3.4 | |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.5 | |
| Previsão das resistências: | | |
| | 7 dias | 28 dias |
| Const. Feret | | |
| Resist. (MPa): | 0 | 0 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

| | | | | | |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|
| Método granulométrico de referência : | Faury | Parâmetros : | A= 24 | B= 1.5 | y= 58.5 |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.2 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.3 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 0.0 | 2.9 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 7.6 | 9.2 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 17.0 | 20.1 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 27.6 | 29.7 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 39.9 | 40.0 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 79.8 | 72.8 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 97.6 | 97.1 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 5.28 | 5.24 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE AGREGADOS

Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.2 |
| Consistência: | 100 mm |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.819 |
| Índ. de vazios: | 0.181 |

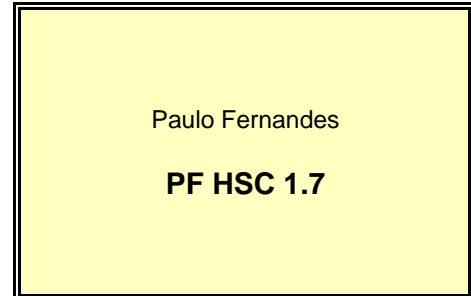
| | |
|--|--------------|
| Tipo e classe de cimento: I - 52,5 R Alhandra | |
| Quantidade de cimento (kg): | 500 |
| Massa volum. absol.do cimento (kg/m3). | 3120 |
| Tipo de adição: SIKACRETE HD | |
| Quantidade de adição (kg): | 75 |
| Massa volum. absol. da adição (kg/m3). | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3) : | 0.194 |
| Percentagem de ligante (%): | 23.7 |
| Nome do adjuvante: VISCOCRETE 3000 | |
| Massa volum. (kg/l) : | 1.06 |
| Quantidade (litros): | 12.97 |

| | |
|-------------------------------|-----------|
| Volume de vazios (litros/m3): | 20 |
|-------------------------------|-----------|

| | |
|--|--------------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 148.0 |
| Volume da pasta ligante | 0.375 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.518 |

| | |
|--|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos inertes (m3) : | 0.625 |
|--|-------|

| Designação dos inertes : | | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|--------------------------|-----------------|-------|------------|----------------|
| Agr.1 | Brita Granítica | 0.318 | 2.65 kg/l | 526 kg |
| Agr.2 | Areia Grossa | 0.682 | 2.60 kg/l | 1108 kg |
| | ----- | | | |

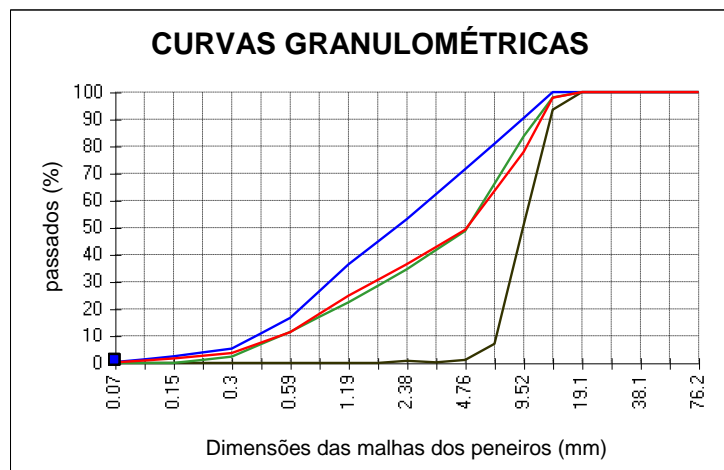


| | |
|---------------------------------------|---------------------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2371 |
| Massa de um cubo c/ a=15cm (kg): | 8.00 |
| Volume absol. inertes grossos (m3) : | 0.318 |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.682 |
| Relações: | A/C A/(S+C) |
| | 0.32 0.280 |
| Adições (%) | S/C*100= 15.0 |
| | S/(S+C)*100= 13.0 |
| Permilagem do adjuvante : | 23.9 |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 3.9 |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 3.2 |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.0 |
| Previsão das resistências: | |
| | 7 dias 28 dias |
| Const. Feret | 300 380 |
| Resist. (MPa): | 80 102 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

| | | | | | |
|---------------------------------------|--------------|--------------|-------|--------|---------|
| Método granulométrico de referência : | Faury | Parâmetros : | A= 32 | B= 1.5 | y= 66.5 |
|---------------------------------------|--------------|--------------|-------|--------|---------|

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.2 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.6 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 2.3 | 3.6 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 11.5 | 11.3 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 22.3 | 24.8 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 34.6 | 36.5 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 48.7 | 49.1 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 83.7 | 77.9 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 98.1 | 97.9 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 4.97 | 4.95 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE AGREGADOS

Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.2 |
| Consistência: | 100 mm |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.808 |
| Índ. de vazios: | 0.193 |

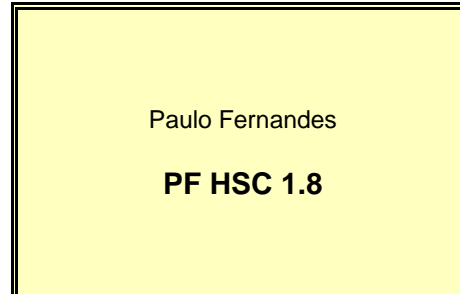
| | |
|--|---------------------|
| Tipo e classe de cimento: | I - 52,5 R Alhandra |
| Quantidade de cimento (kg): | 500 |
| Massa volum. absol.do cimento (kg/m3): | 3120 |
| Tipo de adição: | SIKACRETE HD |
| Quantidade de adição (kg): | 75 |
| Massa volum. absol. da adição (kg/m3): | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3): | 0.194 |
| Porcentagem de ligante (%): | 24.1 |
| Nome do adjuvante: | VISCOCRETE 3000 |
| Massa volum. (kg/l): | 1.06 |
| Quantidade (litros): | 12.97 |

| | |
|-------------------------------|----|
| Volume de vazios (litros/m3): | 20 |
|-------------------------------|----|

| | |
|--|-------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 159.5 |
| Volume da pasta ligante | 0.387 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.502 |

| | |
|---|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos inertes (m3): | 0.613 |
|---|-------|

| Designação dos inertes : | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|--------------------------|-------|------------|---------|
| Agr.1 Brita Granítica | 0.322 | 2.65 kg/l | 524 kg |
| Agr.2 Areia Grossa | 0.678 | 2.60 kg/l | 1080 kg |
| ----- | | | |

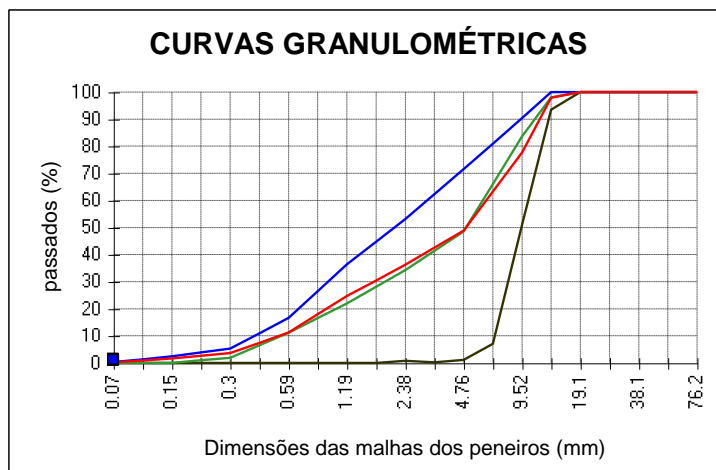


| | |
|---------------------------------------|----------------------------------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2352 |
| Massa de um cubo c/ a=15cm (kg): | 7.94 |
| Volume absol. inertes grossos (m3): | 0.314 |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.686 |
| Relações: | A/C = 0.35, A/(S+C) = 0.300 |
| Adições (%) | S/C*100= 15.0, S/(S+C)*100= 13.0 |
| Permilagem do adjuvante : | 23.9 |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 3.8 |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 3.2 |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.0 |
| Previsão das resistências: | 7 dias, 28 dias |
| Const. Feret | |
| Resist. (MPa): | 0, 0 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

| | | | | | |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|
| Método granulométrico de referência : | Faury | Parâmetros : | A= 32 | B= 1.5 | y= 66.5 |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.2 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.6 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 1.9 | 3.6 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 11.1 | 11.2 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 22.0 | 24.7 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 34.3 | 36.2 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 48.5 | 48.8 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 83.7 | 77.7 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 98.1 | 97.9 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 4.99 | 4.96 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE AGREGADOS

Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.2 |
| Consistência: | 100 mm |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.796 |
| Índ. de vazios: | 0.204 |

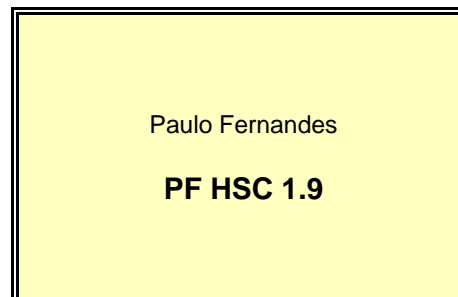
| | |
|--|--------------|
| Tipo e classe de cimento: I - 52,5 R Alhandra | |
| Quantidade de cimento (kg): | 500 |
| Massa volúm. absol.do cimento (kg/m3). | 3120 |
| Tipo de adição: SIKACRETE HD | |
| Quantidade de adição (kg): | 75 |
| Massa volúm. absol. da adição (kg/m3). | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3) : | 0.194 |
| Percentagem de ligante (%): | 24.4 |
| Nome do adjuvante: VISCOCRETE 3000 | |
| Massa volúm. (kg/l) : | 1.06 |
| Quantidade (litros): | 12.97 |

| | |
|-------------------------------|-----------|
| Volume de vazios (litros/m3): | 20 |
|-------------------------------|-----------|

| | |
|--|--------------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 171.0 |
| Volume da pasta ligante | 0.398 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.488 |

| | |
|--|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos inertes (m3) : | 0.602 |
|--|-------|

| Designação dos inertes : | | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|--------------------------|-----------------|-------|------------|----------------|
| Agr.1 | Brita Granítica | 0.327 | 2.65 kg/l | 522 kg |
| Agr.2 | Areia Grossa | 0.673 | 2.60 kg/l | 1052 kg |
| | ----- | | | |

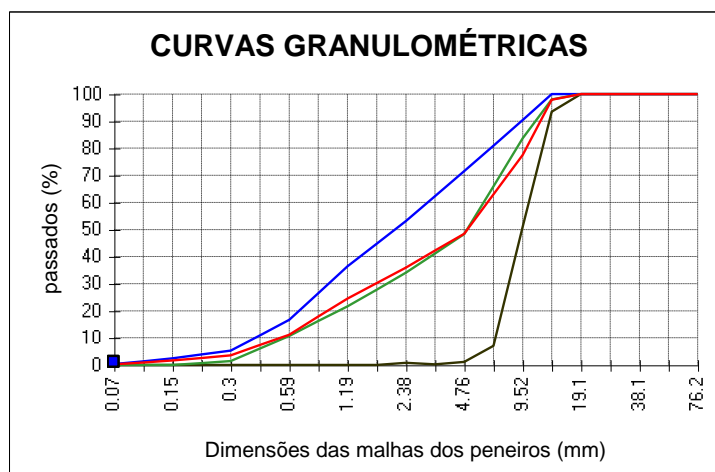


| | | |
|---------------------------------------|-------------------|---------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2334 | |
| Massa de um cubo c/ a=15cm (kg): | 7.88 | |
| Volume absol. inertes grossos (m3) : | 0.310 | |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.690 | |
| Relações: | A/C | A/(S+C) |
| | 0.37 | 0.320 |
| Adições (%) | S/C*100= 15.0 | |
| | S/(S+C)*100= 13.0 | |
| Permilagem do adjuvante : | 23.9 | |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 3.8 | |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 3.1 | |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.1 | |
| Previsão das resistências: | | |
| | 7 dias | 28 dias |
| Const. Feret | 300 | 370 |
| Resist. (MPa): | 71 | 88 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

| | | | | | |
|---------------------------------------|--------------|--------------|-------|--------|---------|
| Método granulométrico de referência : | Faury | Parâmetros : | A= 32 | B= 1.5 | y= 66.5 |
|---------------------------------------|--------------|--------------|-------|--------|---------|

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.2 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.6 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 1.4 | 3.6 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 10.7 | 11.2 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 21.6 | 24.5 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 34.0 | 36.0 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 48.2 | 48.4 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 83.7 | 77.5 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 98.1 | 97.9 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 5.00 | 4.97 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE AGREGADOS

Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.2 |
| Consistência: | 100 mm |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.812 |
| Índ. de vazios: | 0.188 |

| | |
|--|---------------------|
| Tipo e classe de cimento: | I - 52,5 R Alhandra |
| Quantidade de cimento (kg): | 500 |
| Massa volum. absol.do cimento (kg/m3): | 3120 |
| Tipo de adição: | SIKACRETE HD |
| Quantidade de adição (kg): | 100 |
| Massa volum. absol. da adição (kg/m3): | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3): | 0.206 |
| Porcentagem de ligante (%): | 25.3 |
| Nome do adjuvante: | VISCOCRETE 3000 |
| Massa volum. (kg/l): | 1.06 |
| Quantidade (litros): | 12.97 |

| | |
|-------------------------------|----|
| Volume de vazios (litros/m3): | 20 |
|-------------------------------|----|

| | |
|--|-------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 155.0 |
| Volume da pasta ligante | 0.394 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.522 |

| | |
|---|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos inertes (m3): | 0.606 |
|---|-------|

| Designação dos inertes : | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|--------------------------|-------|------------|---------|
| Agr.1 Brita Granítica | 0.341 | 2.65 kg/l | 548 kg |
| Agr.2 Areia Grossa | 0.659 | 2.60 kg/l | 1039 kg |
| ----- | | | |

Paulo Fernandes
PF HSC 1.10

| | |
|-------------------------------------|-------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2355 |
| Massa de um cubo c/ a=15cm (kg): | 7.95 |
| Volume absol. inertes grossos (m3): | 0.318 |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.682 |

| | | |
|-------------|-------------------|---------|
| Relações: | A/C | A/(S+C) |
| | 0.34 | 0.280 |
| Adições (%) | S/C*100= 20.0 | |
| | S/(S+C)*100= 16.7 | |

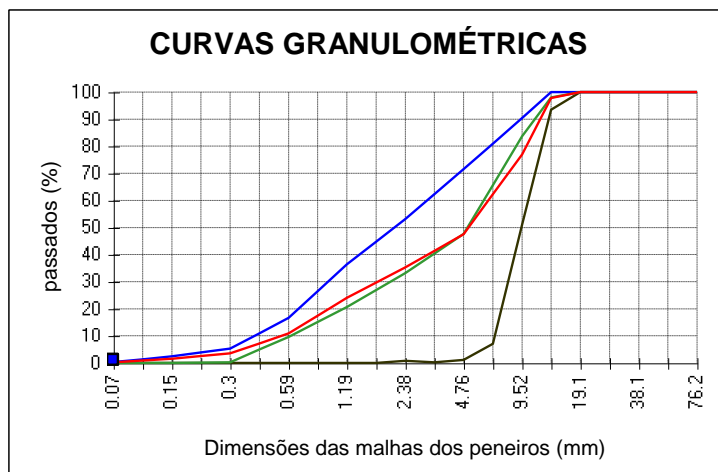
| | |
|---------------------------------------|------|
| Permilagem do adjuvante : | 22.9 |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 3.8 |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 2.9 |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.1 |

| | | |
|----------------------------|--------|---------|
| Previsão das resistências: | | |
| | 7 dias | 28 dias |
| Const. Feret | 300 | 360 |
| Resist. (MPa): | 82 | 98 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

| | | | | | |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|
| Método granulométrico de referência : | Faury | Parâmetros : | A= 32 | B= 1.5 | y= 66.5 |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.2 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.6 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 0.2 | 3.5 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 9.6 | 10.9 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 20.7 | 24.0 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 33.2 | 35.3 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 47.6 | 47.5 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 83.7 | 77.0 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 98.1 | 97.8 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 5.05 | 5.00 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE AGREGADOS

Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.2 |
| Consistência: | 100 mm |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.800 |
| Índ. de vazios: | 0.200 |

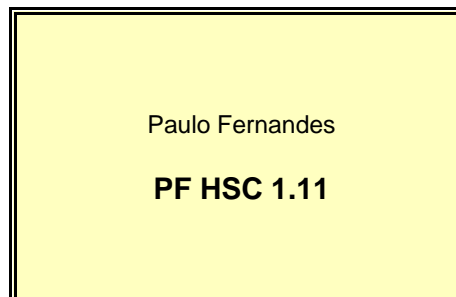
| | |
|---|---------------------|
| Tipo e classe de cimento: | I - 52,5 R Alhandra |
| Quantidade de cimento (kg): | 500 |
| Massa volum. absol.do cimento (kg/m ³): | 3120 |
| Tipo de adição: | SIKACRETE HD |
| Quantidade de adição (kg): | 100 |
| Massa volum. absol. da adição (kg/m ³): | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m ³): | 0.206 |
| Percentagem de ligante (%): | 25.7 |
| Nome do adjuvante: | VISCOCRETE 3000 |
| Massa volum. (kg/l): | 1.06 |
| Quantidade (litros): | 12.97 |

| | |
|--|----|
| Volume de vazios (litros/m ³): | 20 |
|--|----|

| | |
|--|-------|
| Água de amassadura (litros/m ³): | 167.0 |
| Volume da pasta ligante | 0.406 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.507 |

| | |
|--|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos inertes (m ³): | 0.594 |
|--|-------|

| Designação dos inertes : | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|--------------------------|-------|------------|---------|
| Agr.1 Brita Granítica | 0.346 | 2.65 kg/l | 545 kg |
| Agr.2 Areia Grossa | 0.654 | 2.60 kg/l | 1010 kg |
| ----- | | | |

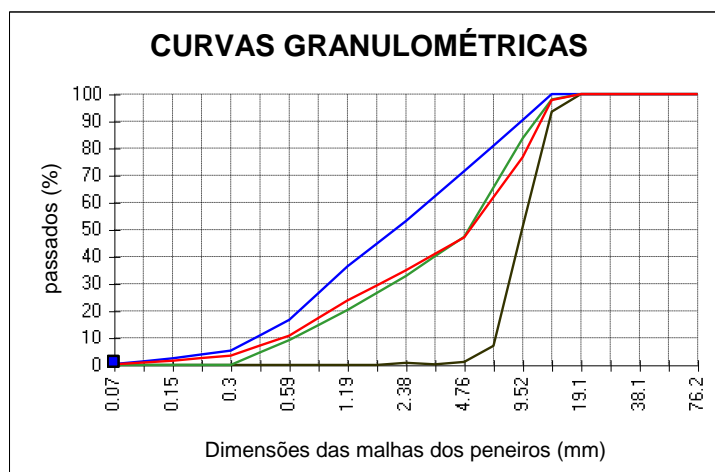


| | | |
|--|-------------------|---------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m ³): | 2336 | |
| Massa de um cubo c/ a=15cm (kg): | 7.88 | |
| Volume absol. inertes grossos (m ³): | 0.314 | |
| Volume absoluto da argamassa (m ³): | 0.686 | |
| Relações: | A/C | A/(S+C) |
| | 0.36 | 0.300 |
| Adições (%) | S/C*100= 20.0 | |
| | S/(S+C)*100= 16.7 | |
| Permilagem do adjuvante : | 22.9 | |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 3.7 | |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 2.9 | |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.1 | |
| Previsão das resistências: | | |
| | 7 dias | 28 dias |
| Const. Feret | 300 | 370 |
| Resist. (MPa): | 77 | 95 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

| | | | | | |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|
| Método granulométrico de referência : | Faury | Parâmetros : | A= 32 | B= 1.5 | y= 66.5 |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.2 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.6 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 0.0 | 3.5 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 9.2 | 10.9 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 20.3 | 23.8 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 32.9 | 35.0 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 47.3 | 47.1 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 83.7 | 76.8 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 98.1 | 97.8 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 5.07 | 5.01 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE AGREGADOS

Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.2 |
| Consistência: | 100 mm |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.788 |
| Índ. de vazios: | 0.212 |

Paulo Fernandes

PF HSC 1.12

| | |
|--|---------------------|
| Tipo e classe de cimento: | I - 52,5 R Alhandra |
| Quantidade de cimento (kg): | 500 |
| Massa volum. absol.do cimento (kg/m3): | 3120 |
| Tipo de adição: | SIKACRETE HD |
| Quantidade de adição (kg): | 100 |
| Massa volum. absol. da adição (kg/m3): | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3): | 0.206 |
| Porcentagem de ligante (%): | 26.1 |
| Nome do adjuvante: | VISCOCRETE 3000 |
| Massa volum. (kg/l): | 1.06 |
| Quantidade (litros): | 12.97 |

| | |
|-------------------------------|----|
| Volume de vazios (litros/m3): | 20 |
|-------------------------------|----|

| | |
|--|-------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 179.0 |
| Volume da pasta ligante | 0.418 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.492 |

| | |
|---|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos inertes (m3): | 0.582 |
|---|-------|

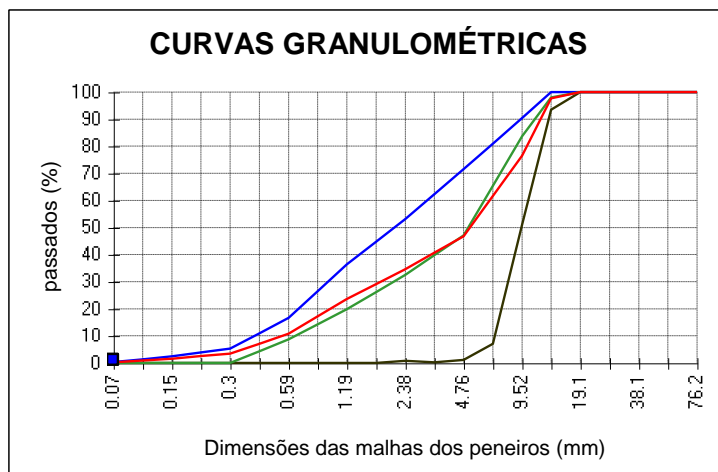
| Designação dos inertes : | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|--------------------------|-------|------------|--------|
| Agr.1 Brita Granítica | 0.352 | 2.65 kg/l | 543 kg |
| Agr.2 Areia Grossa | 0.648 | 2.60 kg/l | 981 kg |
| ----- | | | |

| | | |
|---------------------------------------|-------------------|---------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2317 | |
| Massa de um cubo c/ a=15cm (kg): | 7.82 | |
| Volume absol. inertes grossos (m3): | 0.310 | |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.690 | |
| Relações: | A/C | A/(S+C) |
| | 0.38 | 0.320 |
| Adições (%) | S/C*100= 20.0 | |
| | S/(S+C)*100= 16.7 | |
| Permilagem do adjuvante : | 22.9 | |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 3.6 | |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 2.8 | |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.1 | |
| Previsão das resistências: | | |
| | 7 dias | 28 dias |
| Const. Feret | 300 | 370 |
| Resist. (MPa): | 73 | 90 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

| | | | | | |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|
| Método granulométrico de referência : | Faury | Parâmetros : | A= 32 | B= 1.5 | y= 66.5 |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.2 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.6 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 0.0 | 3.4 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 8.7 | 10.8 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 19.8 | 23.6 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 32.5 | 34.7 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 47.1 | 46.7 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 83.7 | 76.6 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 98.1 | 97.7 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 5.08 | 5.03 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE AGREGADOS

Mistura ajustada à curva de referência de Bolomey pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.2 |
| Consistência: | 100 mm |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.826 |
| Índ. de vazios: | 0.174 |

| | |
|--|---------------------|
| Tipo e classe de cimento: | I - 52,5 R Alhandra |
| Quantidade de cimento (kg): | 500 |
| Massa volum. absol.do cimento (kg/m3): | 3120 |
| Tipo de adição: | SIKACRETE HD |
| Quantidade de adição (kg): | 50 |
| Massa volum. absol. da adição (kg/m3): | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3): | 0.183 |
| Percentagem de ligante (%): | 22.2 |
| Nome do adjuvante: | VISCOCRETE 3000 |
| Massa volum. (kg/l): | 1.06 |
| Quantidade (litros): | 12.97 |

| | |
|-------------------------------|----|
| Volume de vazios (litros/m3): | 20 |
|-------------------------------|----|

| | |
|--|-------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 141.0 |
| Volume da pasta ligante | 0.357 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.513 |

| | |
|---|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos agregados (m3): | 0.643 |
|---|-------|

| Designação dos agregados : | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|----------------------------|-------|------------|---------|
| Agr.1 Brita Granítica | 0.306 | 2.65 kg/l | 521 kg |
| Agr.2 Areia Grossa | 0.694 | 2.60 kg/l | 1160 kg |
| ----- | | | |

Paulo Fernandes

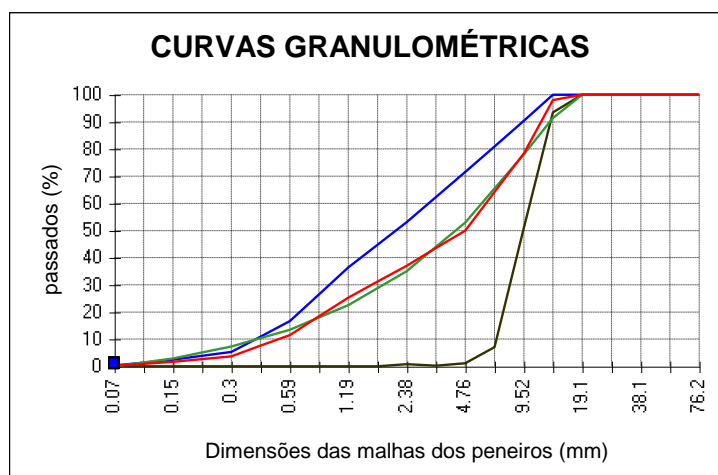
PB HSC 2.1

| | | |
|---------------------------------------|------------------|---------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2386 | |
| Massa de um cubo c/a=15cm (kg): | 8.05 | |
| Volume absol. inertes grossos (m3): | 0.322 | |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.678 | |
| Relações: | A/C | A/(S+C) |
| | 0.31 | 0.280 |
| Adições (%) | S/C*100= 10.0 | |
| | S/(S+C)*100= 9.1 | |
| Permilagem do adjuvante : | 25.0 | |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 4.0 | |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 3.5 | |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.0 | |
| Previsão das resistências: | | |
| | 7 dias | 28 dias |
| Const. Feret | 320 | 400 |
| Resist. (MPa): | 84 | 105 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

Método granulométrico de referência : **Bolomey** Parâmetros : A= 16

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.2 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 2.9 | 1.7 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 7.3 | 3.7 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 13.5 | 11.5 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 22.5 | 25.3 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 35.1 | 37.1 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 52.9 | 49.9 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 78.1 | 78.4 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 91.4 | 98.0 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 4.88 | 4.92 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE AGREGADOS

Mistura ajustada à curva de referência de Bolomey pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.2 |
| Consistência: | 100 mm |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.826 |
| Índ. de vazios: | 0.174 |

| | |
|--|---------------------|
| Tipo e classe de cimento: | I - 52,5 R Alhandra |
| Quantidade de cimento (kg): | 500 |
| Massa volum. absol.do cimento (kg/m3): | 3120 |
| Tipo de adição: | SIKACRETE HD |
| Quantidade de adição (kg): | 50 |
| Massa volum. absol. da adição (kg/m3): | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3): | 0.183 |
| Porcentagem de ligante (%): | 22.2 |
| Nome do adjuvante: | VISCOCRETE 3000 |
| Massa volum. (kg/l): | 1.06 |
| Quantidade (litros): | 12.97 |

| | |
|-------------------------------|----|
| Volume de vazios (litros/m3): | 20 |
|-------------------------------|----|

| | |
|--|-------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 141.0 |
| Volume da pasta ligante | 0.357 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.513 |

| | |
|---|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos agregados (m3): | 0.643 |
|---|-------|

| Designação dos agregados : | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|----------------------------|-------|------------|---------|
| Agr.1 Brita Granítica | 0.347 | 2.65 kg/l | 591 kg |
| Agr.2 Areia Grossa | 0.653 | 2.60 kg/l | 1092 kg |
| ----- | | | |

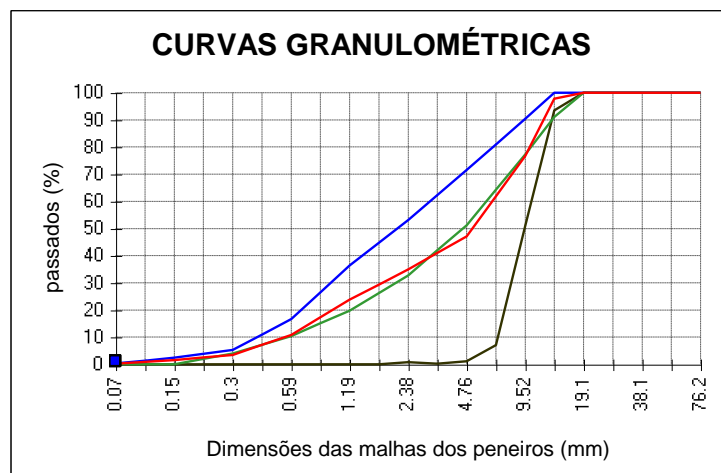


| | | |
|---------------------------------------|-----------------------------------|------------------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2388 | |
| Massa de um cubo c/ a=15cm (kg): | 8.06 | |
| Volume absol. inertes grossos (m3): | 0.340 | |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.660 | |
| Relações: | A/C 0.31 | A/(S+C) 0.280 |
| Adições (%) | S/C*100= 10.0 S/(S+C)*100= 9.1 | |
| Permilagem do adjuvante : | 25.0 | |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 4.0 | |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 3.5 | |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.1 | |
| Previsão das resistências: | 7 dias 28 dias | |
| Const. Feret | 320 | 400 |
| Resist. (MPa): | 84 | 105 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

| | | | |
|---------------------------------------|---------|--------------|-------|
| Método granulométrico de referência : | Bolomey | Parâmetros : | A= 13 |
|---------------------------------------|---------|--------------|-------|

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.2 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.6 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 4.0 | 3.5 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 10.4 | 10.8 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 19.7 | 23.8 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 32.8 | 34.9 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 51.2 | 47.1 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 77.3 | 76.8 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 91.1 | 97.7 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 5.05 | 5.02 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE AGREGADOS

Mistura ajustada à curva de referência de Bolomey pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.2 |
| Consistência: | 100 mm |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.826 |
| Índ. de vazios: | 0.174 |

| | | |
|--|---------------------|----------------------------|
| Tipo e classe de cimento: | I - 52,5 R Alhandra | |
| Quantidade de cimento (kg): | | 500 |
| Massa volum. absol.do cimento (kg/m3): | | 3120 |
| Tipo de adição: | SIKACRETE HD | |
| Quantidade de adição (kg): | | 50 |
| Massa volum. absol. da adição (kg/m3): | | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3): | | 0.183 |
| Percentagem de ligante (%): | | 22.2 |
| Nome do adjuvante: | VISCOCRETE 3000 | |
| Massa volum. (kg/l): | 1.06 | Quantidade (litros): 12.97 |

| | |
|-------------------------------|----|
| Volume de vazios (litros/m3): | 20 |
|-------------------------------|----|

| | |
|--|-------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 141.0 |
| Volume da pasta ligante | 0.357 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.513 |

| | |
|---|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos agregados (m3): | 0.643 |
|---|-------|

| Designação dos agregados : | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|----------------------------|-------|------------|--------|
| Agr.1 Brita Granítica | 0.414 | 2.65 kg/l | 705 kg |
| Agr.2 Areia Grossa | 0.586 | 2.60 kg/l | 980 kg |
| ----- | | | |

Paulo Fernandes

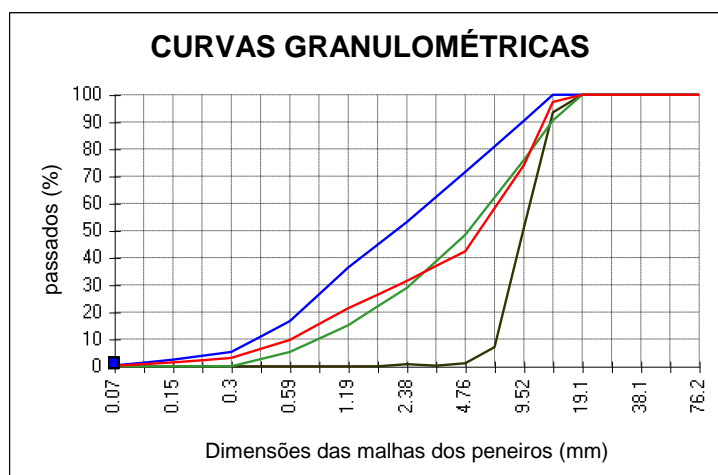
PB HSC 2.3

| | | |
|---------------------------------------|------------------|---------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2390 | |
| Massa de um cubo c/a=15cm (kg): | 8.07 | |
| Volume absol. inertes grossos (m3): | 0.371 | |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.629 | |
| Relações: | A/C | A/(S+C) |
| | 0.31 | 0.280 |
| Adições (%) | S/C*100= 10.0 | |
| | S/(S+C)*100= 9.1 | |
| Permilagem do adjuvante : | 25.0 | |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 4.0 | |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 3.5 | |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.4 | |
| Previsão das resistências: | | |
| | 7 dias | 28 dias |
| Const. Feret | 320 | 400 |
| Resist. (MPa): | 84 | 105 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

Método granulométrico de referência : **Bolomey** Parâmetros : A= 8

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.2 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.4 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 0.0 | 3.1 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 5.3 | 9.7 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 15.1 | 21.3 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 28.9 | 31.4 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 48.4 | 42.4 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 76.0 | 74.1 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 90.6 | 97.3 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 5.26 | 5.16 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE INERTES

Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.1 |
| Consistência: | ---- |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.800 |
| Índ. de vazios: | 0.200 |

| | |
|--|------------------|
| Tipo e classe de cimento: | Maceira I - 52,5 |
| Quantidade de cimento (kg): | 575 |
| Massa volum. absol.do cimento (kg/m3): | 3150 |
| Tipo de adição: | SIKACRETE HD |
| Quantidade de adição (kg): | 86 |
| Massa volum. absol. da adição (kg/m3): | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3): | 0.222 |
| Porcentagem de ligante (%): | 27.7 |
| Nome do adjuvante: | VISCOCRETE 3000 |
| Massa volum. (kg/l): | 1.06 |
| Quantidade (litros): | 19.1 |

| | |
|-------------------------------|----|
| Volume de vazios (litros/m3): | 15 |
|-------------------------------|----|

| | |
|--|-------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 166 |
| Volume da pasta ligante | 0.422 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.526 |

| | |
|---|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos inertes (m3): | 0.578 |
|---|-------|

| Designação dos inertes : | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|--------------------------|-------|------------|--------|
| Agr.1 Brita Granítica | 0.561 | 2.65 kg/l | 860 kg |
| Agr.2 Areia de Rio | 0.439 | 2.60 kg/l | 660 kg |
| ----- | | | |

Betão de elevados desempenhos

Paulo Fernandes

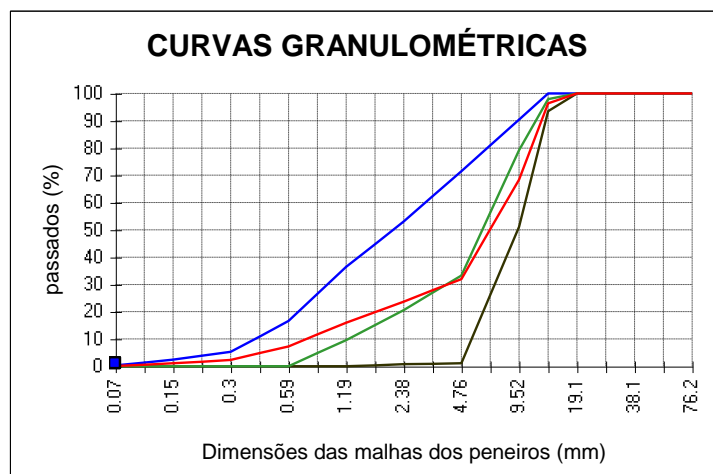
JL BTHP 1

| | | |
|---------------------------------------|-------------------|---------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2367 | |
| Massa de um cubo c/ a=15cm (kg): | 7.99 | |
| Volume absol. inertes grossos (m3): | 0.393 | |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.607 | |
| Relações: | A/C | A/(S+C) |
| | 0.32 | 0.28 |
| Adições (%) | S/C*100= 15.0 | |
| | S/(S+C)*100= 13.0 | |
| Permilagem do adjuvante : | 30.6 | |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 3.2 | |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 2.6 | |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 2.1 | |
| Previsão das resistências: | | |
| | 7 dias | 28 dias |
| Const. Feret | 340 | 420 |
| Resist. (MPa): | 94 | 116 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

| | | | | | |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|
| Método granulométrico de referência : | Faury | Parâmetros : | A= 20 | B= 2.0 | y= 56.4 |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.1 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.1 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 0.0 | 2.3 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 0.0 | 7.3 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 9.6 | 16.0 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 20.6 | 23.7 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 33.3 | 32.0 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 79.2 | 68.3 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 97.9 | 96.4 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 5.57 | 5.49 |



ESTUDO DA COMPOSIÇÃO DE UM BETÃO COM 2 CLASSES DE INERTES

Mistura ajustada à curva de referência de Faury pelo método dos mínimos quadrados

| | |
|------------------|---------|
| Classe do betão: | C90/105 |
| Dmax (mm) = | 13.1 |
| Consistência: | ---- |

| | |
|-----------------|-------|
| Compacidade: | 0.810 |
| Índ. de vazios: | 0.190 |

| | | |
|--|-------|---------------------------|
| Tipo e classe de cimento: | | Maceira I - 52,5 |
| Quantidade de cimento (kg): | | 525 |
| Massa volum. absol.do cimento (kg/m3): | | 3150 |
| Tipo de adição: | | SIKACRETE HD |
| Quantidade de adição (kg): | | 53 |
| Massa volum. absol. da adição (kg/m3): | | 2200 |
| Volume absoluto de ligante (m3): | | 0.191 |
| Porcentagem de ligante (%): | | 23.6 |
| Nome do adjuvante: | | VISCOCRETE 3000 |
| Massa volum. (kg/l): | 1.06 | Quantidade (litros): 19.1 |

| | |
|-------------------------------|----|
| Volume de vazios (litros/m3): | 15 |
|-------------------------------|----|

| | |
|--|-------|
| Água de amassadura (litros/m3): | 156 |
| Volume da pasta ligante | 0.381 |
| Compacidade da pasta ligante, enquanto fresca: | 0.501 |

| | |
|---|-------|
| Volume absoluto da totalidade dos inertes (m3): | 0.619 |
|---|-------|

| Designação dos inertes : | Prop. | Mas.Volum. | Massas |
|--------------------------|-------|------------|--------|
| Agr.1 Brita Granítica | 0.528 | 2.65 kg/l | 867 kg |
| Agr.2 Areia de Rio | 0.472 | 2.60 kg/l | 760 kg |
| ----- | | | |

Betão de elevados desempenhos

Paulo Fernandes

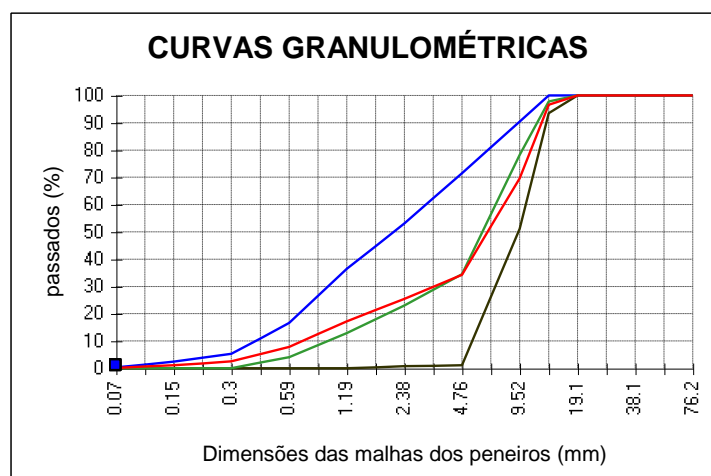
JL BTHP 2

| | | |
|---------------------------------------|------------------|---------|
| Massa volúm. apar. betão (kg/m3): | 2381 | |
| Massa de um cubo c/ a=15cm (kg): | 8.03 | |
| Volume absol. inertes grossos (m3): | 0.407 | |
| Volume absoluto da argamassa (m3): | 0.593 | |
| Relações: | A/C | A/(S+C) |
| | 0.33 | 0.30 |
| Adições (%) | S/C*100= 10.1 | |
| | S/(S+C)*100= 9.2 | |
| Permilagem do adjuvante : | 35.0 | |
| Rel. volumétrica inertes/cimento : | 3.7 | |
| Rel. volum. inertes/(cim.+adiç) : | 3.2 | |
| Rel. volum. in. grossos / in. finos : | 1.9 | |
| Previsão das resistências: | | |
| | 7 dias | 28 dias |
| Const. Feret | 340 | 420 |
| Resist. (MPa): | 85 | 105 |

Granulometria dos agregados e das misturas de referência e real

| | | | | | |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|
| Método granulométrico de referência : | Faury | Parâmetros : | A= 22 | B= 1.0 | y= 54.4 |
|---------------------------------------|-------|--------------|-------|--------|---------|

| malha | Agr.1 | Agr.2 | Ref. | Mist. |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 0.074 | 0 | 0.3 | 0.0 | 0.1 |
| 0.149 | 0 | 2.4 | 0.0 | 1.1 |
| 0.297 | 0 | 5.3 | 0.0 | 2.5 |
| 0.59 | 0 | 16.6 | 4.1 | 7.8 |
| 1.19 | 0 | 36.4 | 12.9 | 17.2 |
| 2.38 | 0.73 | 53.1 | 23.0 | 25.4 |
| 4.76 | 1.06 | 71.5 | 34.5 | 34.3 |
| 9.52 | 51.08 | 90.4 | 78.2 | 69.6 |
| 12.7 | 93.51 | 100 | 97.8 | 96.6 |
| 19.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 25.4 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 38.1 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 50.8 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| 76.2 | 100 | 100 | 100.0 | 100.0 |
| mod.fir | 6.47 | 4.24 | 5.47 | 5.42 |



A n e x o B

Avaliação da resposta diferida

Admitindo uma distribuição linear de extensões na secção, a extensão ao nível de cada fibra (ε_i) pode ser escrita a partir da extensão numa fibra de referência (ε_0), da curvatura ($1/r$) e da distância da fibra ao ponto de referência (y) pela equação,

$$\varepsilon_i = \varepsilon_0 + \frac{1}{r} y_i \quad (\text{B.1})$$

No intervalo de tempo decorrido entre t_0 e t , a redistribuição de esforços traduz-se por uma variação da extensão no ponto de referência da secção ($\Delta\varepsilon_0$) e da curvatura ($\Delta \frac{1}{r}$), determinada pelo sistema de equações [115],

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_0 \\ \Delta \frac{1}{r} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\bar{E}_c(t, t_0)(\bar{A}\bar{I} - \bar{B}^2)} \begin{bmatrix} \bar{I} & -\bar{B} \\ -\bar{B} & \bar{A} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} -\Delta N \\ -\Delta M \end{Bmatrix} \quad (\text{B.2})$$

com $\bar{A} = \sum_{i=1}^m \frac{E_i}{\bar{E}_c(t, t_0)} A_i$ – área da secção homogénea referida ao módulo de elasticidade ajustado para o período ($t-t_0$);

$\bar{B} = \sum_{i=1}^m \frac{E_i}{\bar{E}_c(t, t_0)} B_i$ – momento estático da secção homogénea, em relação ao ponto de referência O , referido ao módulo de elasticidade ajustado para o período ($t-t_0$);

$\bar{I} = \sum_{i=1}^m \frac{E_i}{\bar{E}_c(t, t_0)} I_i$ – momento de inércia da secção homogénea, em relação ao ponto de referência O , referido ao módulo de elasticidade ajustado para o período ($t-t_0$);

$\bar{E}_c(t, t_0) = \frac{E_c(t_0)}{1 + \chi(t, t_0)\varphi_c(t, t_0)}$ – módulo de elasticidade do betão ajustado para o período ($t-t_0$);

onde E_i – módulo de elasticidade do material i da secção, respectivamente, $\bar{E}_c(t, t_0)$ para o betão, E_s para as armaduras ordinárias e E_p para as armaduras de pré-esforço;

A_i, B_i e I_i – respectivamente, a área, momento estático e momento de inércia das diferentes partes da secção em relação ao ponto de referência O ;

$\chi(t, t_0)$ – coeficiente de envelhecimento do betão no intervalo ($t-t_0$);

$\varphi_c(t, t_0)$ – coeficiente de fluência do betão no intervalo ($t-t_0$);

$\Delta N, \Delta M$ – variação nos esforços necessários para anular as deformações associadas à retracção e fluência do betão e à relaxação das armaduras de pré-esforço, se estas não fossem impedidas.

Os esforços necessários para anular as deformações associadas à fluência do betão, se esta ocorresse sem qualquer restrição das armaduras, podem determinar-se por [115]:

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{cc} = -\bar{E}_c(t, t_0) \varphi_c(t, t_0) \begin{bmatrix} A_c & B_c \\ B_c & I_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_O(t_0) \\ \frac{1}{r}(t_0) \end{Bmatrix} \quad (\text{B.3})$$

onde A_G, B_c e I_c – são respectivamente, a área, o momento estático e o momento de inércia da secção em betão em relação ao ponto de referência O ;

$\varepsilon_O(t_0)$ – extensão ao nível da fibra de referência O no instante t_0 ;

$\frac{1}{r}(t_0)$ – curvatura no instante t_0 ;

Os esforços necessários para anular as deformações associadas à retracção do betão, se esta ocorresse sem qualquer restrição das armaduras, podem determinar-se por [115]:

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{cs} = -\bar{E}_c(t, t_0) \varepsilon_{cs}(t, t_0) \begin{Bmatrix} A_c \\ B_c \end{Bmatrix} \quad (\text{B.4})$$

onde $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ – extensão de retracção no intervalo $(t-t_0)$.

Os esforços necessários para anular as deformações associadas à relaxação das armaduras, podem determinar-se por [115]:

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{pr} = \sum \begin{Bmatrix} A_{ps} \Delta \bar{\sigma}_{pr} \\ A_{ps} y_{ps} \Delta \bar{\sigma}_{pr} \end{Bmatrix}_i \quad (\text{B.5})$$

onde A_{ps} – área da armadura de pré-esforço localizada ao nível i ;

y_{ps} – distância da armadura de pré-esforço localizada ao nível i ao ponto de referência O ;

$\Delta \bar{\sigma}_{pr}$ – relaxação reduzida da armadura de pré-esforço localizada ao nível i , no intervalo $(t-t_0)$, definida a partir da relaxação intrínseca da armadura ($\Delta \sigma_{pr}$) e do coeficiente de redução da relaxação das armaduras (χ_r), pela expressão [115]:

$$\Delta\bar{\sigma}_{pr} = \chi_r \Delta\sigma_{pr} \quad (B.6)$$

Para a relaxação intrínseca ($\Delta\sigma_{pr}$) das armaduras de pré-esforço adoptou-se a expressão [68]:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \times 0,66 \rho_{1000} e^{9,09\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75-1-\mu} \times 10^{-5} \quad (B.7)$$

- onde σ_{pi} – tensão nas armaduras no instante t_0 ;
- ρ_{1000} – valor das perdas por relaxação (%) a uma temperatura média de 20°C, ao fim de 1000 horas após tensão das armaduras;
- μ – parâmetro função do nível de tensão das armaduras, de valor igual a σ_{pi}/f_{pk} com f_{pk} o valor característico da tensão de rotura à tracção das armaduras de pré-esforço.

Os esforços totais necessários para anular as deformações associadas à retracção e fluência do betão e à relaxação das armaduras de pré-esforço, se estas não fossem impedidas, são [115]:

$$\begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{cc} + \begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{cs} + \begin{Bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{Bmatrix}_{pr} \quad (B.8)$$

A tensão no betão necessária ($\sigma_{res,i}$) para impedir as deformações de retracção e fluência em qualquer fibra pode definir-se por [115]:

$$\sigma_{res,i} = -\bar{E}_c(t, t_0) \left[\varphi_c(t, t_0) \varepsilon_{c,i}(t_0) + \varepsilon_{cs} \right] \quad (B.9)$$

- onde $\varepsilon_{c,i}(t_0)$ – é a extensão na fibra à distância i do ponto de referência O no instante t_0 , definida pela equação (B.1).

A variação de tensões no intervalo ($t-t_0$) vem [115], para qualquer fibra i da secção de betão,

$$\Delta\sigma_{c,i} = \sigma_{res,i} + \bar{E}_c(t, t_0) \left(\Delta\varepsilon_O + y_i \Delta \frac{1}{r} \right) \quad (B.10)$$

para qualquer nível j das armaduras ordinárias,

$$\Delta\sigma_{s,j} = E_s \left(\Delta\varepsilon_O + y_j \Delta \frac{1}{r} \right) \quad (B.11)$$

e para qualquer nível k das armaduras de pré-esforço,

$$\Delta\sigma_{ps,k} = \Delta\bar{\sigma}_{pr} + E_{ps} \left(\Delta\varepsilon_o + y_k \Delta \frac{1}{r} \right) \quad (\text{B.12})$$

Este último valor ($\Delta\sigma_{ps}$) corresponde à totalidade das perdas de pré-esforço devidas à retracção e fluência do betão e à relaxação das armaduras.

A n e x o C

Registo de eventos dos ensaios à rotura

Registo de eventos do ensaio à rotura da viga 1

| Tempo decorrido [h:m:s] | Deslocamento do actuador [mm] | Observações |
|-------------------------|-------------------------------|--|
| 0:00:00 | 0 | Início do ensaio. |
| 0:15:11 | 100 | Observou-se a primeira fissuração na face inferior do banzo, de reduzida espessura e com um espaçamento médio de 150 <i>mm</i> . |
| 0:43:23 | 150 | Observou-se o aparecimento da segunda fissuração na face inferior do banzo, com um espaçamento médio de 50 <i>mm</i> . Ajustou-se a posição do pórtico de carga e dos deflectómetros. |
| 1:36:03 | 200 | Observou-se o aparecimento de fissuras na alma com um espaçamento médio de 150 <i>mm</i> . |
| 1:58:34 | 250 | Fissuração na alma mais visível mas com o mesmo padrão anterior. |
| 2:18:55 | 275 | Alteração da posição dos deflectómetros. |
| 2:25:38 | 300 | |
| 2:52:24 | 325 | |
| 2:57:27 | 350 | Ajustou-se a posição do pórtico. |
| 3:34:20 | 375 | |
| 3:42:23 | 400 | |
| 3:51:15 | 425 | |
| 3:54:24 | 450 | |
| 4:14:49 | 500 | Carga já não aumenta significativamente. Ajustou-se a posição do pórtico. |
| 4:32:10 | 530 | |
| 4:40:08 | 585 | |
| 4:44:06 | 600 | |
| 5:08:14 | 650 | |
| 5:17:07 | 700 | |
| 5:25:09 | 750 | Ajustou-se a posição do pórtico. |
| 5:47:11 | 800 | Surge algum esmagamento nas fibras superiores do banzo superior antecipando o colapso eminente da viga. |
| 5:49:38 | | Rotura explosiva da viga. |

Registo de eventos do ensaio à rotura da viga 2

| Tempo decorrido [h:m:s] | Deslocamento do actuador [mm] | Observações |
|-------------------------|-------------------------------|--|
| 0:00:00 | 0 | Primeira toma de fotogrametria. |
| 0:25:34 | 0 | Início do ensaio. |
| 0:30:28 | 50 | |
| 0:34:26 | 75 | Primeira pesquisa de fissuras sem resultados conclusivos. Alteração da posição dos deflectómetros. |
| 0:43:33 | 100 | Primeira fissuração de largura quase imperceptível e espaçamento médio de 200 <i>mm</i> . |
| 0:52:11 | 125 | Fissuração mais visível e com o mesmo aspecto. Alteração da posição dos deflectómetros. |
| 1:02:19 | 150 | Fissuração na face inferior do banzo com espaçamento médio de 50 <i>mm</i> . Alteração da posição dos deflectómetros. 2ª Toma de fotogrametria. |
| 1:31:07 | 175 | |
| 1:33:55 | 200 | Observou-se o aparecimento de fissuração na alma com um espaçamento médio de 150 <i>mm</i> . |
| 1:37:18 | 225 | |
| 1:40:13 | 250 | Ajustou-se a posição do pórtico e deflectómetros. 3ª Toma de fotogrametria |
| 2:18:57 | 275 | |
| 2:21:59 | 300 | Alteração da posição dos deflectómetros. |
| 2:41:15 | 325 | |
| 2:43:56 | 350 | |
| 2:48:36 | 375 | |
| 2:56:44 | 400 | |
| 2:59:32 | 425 | Alteração da posição dos deflectómetros. 4ª Toma de fotogrametria. |
| 3:19:23 | 450 | |
| 3:23:38 | 475 | |
| 3:26:47 | 500 | Ajustou-se a posição do pórtico. |
| 4:00:48 | 525 | |
| 4:04:08 | 550 | |
| 4:07:03 | 575 | |
| 4:14:31 | 600 | |
| 4:18:22 | 625 | |
| 4:21:52 | 650 | |
| 4:25:43 | 675 | |
| 4:28:03 | | Grupo hidráulico desligou-se e o actuador voltou aos 500 <i>mm</i> . |
| 4:52:54 | 500 | Reinício do ensaio a partir dos 500 <i>mm</i> . |
| 5:01:18 | 602 | |
| 5:13:47 | 702 | Ajustou-se a posição do pórtico. |
| 5:38:24 | 740 | Surge algum esmagamento nas fibras superiores do banzo superior antecipando o colapso eminente da viga. |
| 5:39:27 | 743 | Rotura explosiva da viga. |

A n e x o D**Listagem do programa de cálculo automático de análise
de secções em betão armado pré-esforçado**

Programa Principal

```
Program NovoBetao;

uses
  Forms,
  Janela in 'Janela.pas' {PagesDlg},
  fmath in 'delphimath\fmath.pas',
  matrices in 'delphimath\matrices.pas';

{$R *.res}

begin
  Application.Initialize;
  Application.CreateForm(TPagesDlg, PagesDlg);
  Application.Run;
end.
```

Unit Janela

```
unit Janela;

interface

uses Windows, SysUtils, Classes, Graphics, Forms, Controls, StdCtrls,
    Buttons, ComCtrls, ExtCtrls, math, matrices;

type
  TPagesDlg = class(TForm)
    Panel1: TPanel;
    Panel2: TPanel;
    Janelas: TPageControl;
    Dados: TTabSheet;
    ArmPreEsforco: TTabSheet;
    ArmOrdinarias: TTabSheet;
    Result: TTabSheet;
    Mresist: TTabSheet;
    CalculaEinf: TButton;
    CalculaEsup: TButton;
    CalculaTudo: TButton;
    CancelBtn: TButton;
    CalcCurv: TButton;
    HelpBtn: TButton;
    LabeledEditB: TLabelledEdit;
    LabeledEditH: TLabelledEdit;
    LabeledEditLargAlma: TLabelledEdit;
    LabeledEditEspBanzo: TLabelledEdit;
    LabeledEditEspBase: TLabelledEdit;
    LabeledEditEcm: TLabelledEdit;
    LabeledEditFcm: TLabelledEdit;
    LabeledEditFctm: TLabelledEdit;
    LabeledEditecul: TLabelledEdit;
    LabeledEditec1: TLabelledEdit;
    LabeledEditAs5: TLabelledEdit;
    LabeledEditAs4: TLabelledEdit;
    LabeledEditAs3: TLabelledEdit;
    LabeledEditAs2: TLabelledEdit;
    LabeledEditAs1: TLabelledEdit;
    LabeledEditLocAs5: TLabelledEdit;
    LabeledEditLocAs4: TLabelledEdit;
    LabeledEditLocAs3: TLabelledEdit;
    LabeledEditLocAs2: TLabelledEdit;
    LabeledEditLocAs1: TLabelledEdit;
    LabeledEditEs: TLabelledEdit;
    LabeledEditFyk: TLabelledEdit;
    LabeledEditFty: TLabelledEdit;
    LabeledEditAp1: TLabelledEdit;
    LabeledEditAp2: TLabelledEdit;
    LabeledEditAp3: TLabelledEdit;
    LabeledEditLocAp1: TLabelledEdit;
    LabeledEditLocAp2: TLabelledEdit;
    LabeledEditLocAp3: TLabelledEdit;
    LabeledEditEp: TLabelledEdit;
    LabeledEditFpk: TLabelledEdit;
    LabeledEditFp01k: TLabelledEdit;
    LabeledEditFp01: TLabelledEdit;
    LabeledEditFp02: TLabelledEdit;
    LabeledEditFp03: TLabelledEdit;
    LabeledEditEsup: TLabelledEdit;
```



```
LabeledEditEinf: TLabelledEdit;  
LabeledEditM: TLabelledEdit;  
Label1: TLabel;  
Label10: TLabel;  
Label11: TLabel;  
Label12: TLabel;  
Label13: TLabel;  
Label14: TLabel;  
Label15: TLabel;  
Label16: TLabel;  
Label17: TLabel;  
Label18: TLabel;  
Label19: TLabel;  
Label2: TLabel;  
Label20: TLabel;  
Label21: TLabel;  
Label22: TLabel;  
Label23: TLabel;  
Label24: TLabel;  
Label25: TLabel;  
Label26: TLabel;  
Label27: TLabel;  
Label28: TLabel;  
Label29: TLabel;  
Label3: TLabel;  
Label30: TLabel;  
Label31: TLabel;  
Label32: TLabel;  
Label33: TLabel;  
Label34: TLabel;  
Label35: TLabel;  
Label36: TLabel;  
Label37: TLabel;  
Label38: TLabel;  
Label39: TLabel;  
Label4: TLabel;  
Label40: TLabel;  
Label41: TLabel;  
Label42: TLabel;  
Label43: TLabel;  
Label44: TLabel;  
Label45: TLabel;  
Label46: TLabel;  
Label47: TLabel;  
Label48: TLabel;  
Label49: TLabel;  
Label5: TLabel;  
Label50: TLabel;  
Label51: TLabel;  
Label52: TLabel;  
Label53: TLabel;  
Label54: TLabel;  
Label55: TLabel;  
Label56: TLabel;  
Label57: TLabel;  
Label58: TLabel;  
Label59: TLabel;  
Label6: TLabel;  
Label60: TLabel;  
Label61: TLabel;  
Label62: TLabel;  
Label7: TLabel;  
Label8: TLabel;  
Label9: TLabel;  
Label63: TLabel;
```

```
Label64: TLabel;
Label65: TLabel;
Label66: TLabel;
Label67: TLabel;
Label68: TLabel;
Label69: TLabel;
Label70: TLabel;
Label71: TLabel;
StaticText1: TStaticText;
StaticText10: TStaticText;
StaticText100: TStaticText;
StaticText101: TStaticText;
StaticText102: TStaticText;
StaticText103: TStaticText;
StaticText104: TStaticText;
StaticText105: TStaticText;
StaticText106: TStaticText;
StaticText107: TStaticText;
StaticText108: TStaticText;
StaticText109: TStaticText;
StaticText11: TStaticText;
StaticText110: TStaticText;
StaticText111: TStaticText;
StaticText112: TStaticText;
StaticText113: TStaticText;
StaticText114: TStaticText;
StaticText115: TStaticText;
StaticText116: TStaticText;
StaticText117: TStaticText;
StaticText118: TStaticText;
StaticText119: TStaticText;
StaticText12: TStaticText;
StaticText120: TStaticText;
StaticText121: TStaticText;
StaticText122: TStaticText;
StaticText123: TStaticText;
StaticText124: TStaticText;
StaticText13: TStaticText;
StaticText14: TStaticText;
StaticText15: TStaticText;
StaticText16: TStaticText;
StaticText17: TStaticText;
StaticText18: TStaticText;
StaticText19: TStaticText;
StaticText2: TStaticText;
StaticText20: TStaticText;
StaticText21: TStaticText;
StaticText22: TStaticText;
StaticText23: TStaticText;
StaticText24: TStaticText;
StaticText25: TStaticText;
StaticText26: TStaticText;
StaticText27: TStaticText;
StaticText28: TStaticText;
StaticText29: TStaticText;
StaticText3: TStaticText;
StaticText30: TStaticText;
StaticText31: TStaticText;
StaticText32: TStaticText;
StaticText33: TStaticText;
StaticText34: TStaticText;
StaticText35: TStaticText;
StaticText36: TStaticText;
StaticText37: TStaticText;
StaticText38: TStaticText;
```

StaticText39: TStaticText;
StaticText4: TStaticText;
StaticText40: TStaticText;
StaticText41: TStaticText;
StaticText42: TStaticText;
StaticText43: TStaticText;
StaticText44: TStaticText;
StaticText45: TStaticText;
StaticText46: TStaticText;
StaticText47: TStaticText;
StaticText48: TStaticText;
StaticText49: TStaticText;
StaticText5: TStaticText;
StaticText50: TStaticText;
StaticText51: TStaticText;
StaticText52: TStaticText;
StaticText53: TStaticText;
StaticText54: TStaticText;
StaticText55: TStaticText;
StaticText56: TStaticText;
StaticText57: TStaticText;
StaticText58: TStaticText;
StaticText59: TStaticText;
StaticText6: TStaticText;
StaticText60: TStaticText;
StaticText61: TStaticText;
StaticText62: TStaticText;
StaticText63: TStaticText;
StaticText64: TStaticText;
StaticText65: TStaticText;
StaticText66: TStaticText;
StaticText67: TStaticText;
StaticText68: TStaticText;
StaticText69: TStaticText;
StaticText7: TStaticText;
StaticText70: TStaticText;
StaticText71: TStaticText;
StaticText72: TStaticText;
StaticText73: TStaticText;
StaticText74: TStaticText;
StaticText75: TStaticText;
StaticText76: TStaticText;
StaticText77: TStaticText;
StaticText78: TStaticText;
StaticText79: TStaticText;
StaticText8: TStaticText;
StaticText80: TStaticText;
StaticText81: TStaticText;
StaticText82: TStaticText;
StaticText83: TStaticText;
StaticText84: TStaticText;
StaticText85: TStaticText;
StaticText86: TStaticText;
StaticText87: TStaticText;
StaticText88: TStaticText;
StaticText89: TStaticText;
StaticText9: TStaticText;
StaticText90: TStaticText;
StaticText91: TStaticText;
StaticText92: TStaticText;
StaticText93: TStaticText;
StaticText94: TStaticText;
StaticText95: TStaticText;
StaticText96: TStaticText;
StaticText97: TStaticText;

```
StaticText98: TStaticText;
StaticText99: TStaticText;
StaticText125: TStaticText;
StaticText126: TStaticText;
StaticText127: TStaticText;
StaticText128: TStaticText;
StaticText129: TStaticText;
StaticText130: TStaticText;
StaticText131: TStaticText;
StaticText132: TStaticText;
StaticText133: TStaticText;
StaticText134: TStaticText;
StaticText135: TStaticText;
StaticText136: TStaticText;
procedure LabeledEditBChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditHChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditLargAlmaChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditEspBanzoChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditEspBaseChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditEcmChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditFcmChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditFctmChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditeculChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditec1Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditMChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditAs5Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditAs4Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditAs3Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditAs2Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditAs1Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditLocAs5Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditLocAs4Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditLocAs3Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditLocAs2Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditLocAs1Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditEsChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditFykChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditFtyChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditAp1Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditAp2Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditAp3Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditLocAp1Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditLocAp2Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditLocAp3Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditEpChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditFpkChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditFp01kChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditFp01Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditFp02Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditFp03Change(Sender: TObject);
procedure LabeledEditEinfChange(Sender: TObject);
procedure LabeledEditEsupChange(Sender: TObject);
procedure CalculaTudoBtnClick(Sender: TObject);
procedure CalculaEinfBtnClick(Sender: TObject);
procedure CalculaEsupBtnClick(Sender: TObject);
procedure CancelBtnClick(Sender: TObject);
procedure CalcCurvBtnClick(Sender: TObject);
procedure JanelasChange(Sender: TObject);

private
  { Private declarations }
public
  { Public declarations }
end;
```

```

var
  PagesDlg: TPagesDlg;
  b, h, LargAlma, EspBanzo, EspBase, ec1, ecul, Ecm, fcm, fctm : Extended;
  M, N, LocAs1, LocAs2, LocAs3, LocAs4, LocAs5, As1, As2, As3, As4 : Extended;
  As5, Es, fty, fyk, Ap1, Ap2, Ap3, LocAp1, LocAp2, LocAp3, Ep : Extended;
  fpk, fp01k, Fp01, Fp02, Fp03, esup, esup0, deltaesup, einf, einf0 : Extended;
  deltaeinf, x, xG, Fc1, Fc2, zc1, zc2, y1, y2, Nrd, Mrd, Fct1, Fct2 : Extended;
  zct1, zct2, xt, yt1, yt2, ectm, Fs1, Fs2, Fs3, Fs4, Fs5, zs1, zs2 : Extended;
  zs3, zs4, zs5, es1, es2, es3, es4, es5, Fp1, Fp2, Fp3, zp1, zp2, zp3:Extended;
  ep1, ep2, ep3, Ac, Ns, Ms, Ni, Mi, N0, M0 : Extended;

  C, delta : TVector;
  A, Ainv : TMatrix;

implementation

{$R *.dfm}

procedure BetaoComprimido (b, ecomp, xx, y1, y2 : Extended;
  var Fc, zc : Extended);
var
  KK, AA, BB, CC : Extended;
begin
  KK := 1.05*Ecm*ec1/fcm;
  AA := fcm*KK*ecomp/xx/ec1;
  BB := fcm*Power(ecomp,2)/Power(xx,2)/Power(ec1,2);
  CC := (KK-2)*ecomp/xx/ec1;
  Fc := b*(CC*y2*(2*AA*CC+BB*(2-CC*y2))-2*(BB+AA*CC)*Ln(1+CC*y2))/(2*Power(CC,3))
    -b*(CC*y1*(2*AA*CC+BB*(2-CC*y1))-2*(BB+AA*CC)*Ln(1+CC*y1))/(2*Power(CC,3));
  zc := b*((CC*y2*(3*AA*CC*(-2+CC*y2)+BB*(-6+3*CC*y2-
2*CC*CC*y2*y2))+6*(BB+AA*CC)*Ln(1+CC*y2))/(6*power(CC,4))
    - (CC*y1*(3*AA*CC*(-2+CC*y1)+BB*(-6+3*CC*y1-
2*CC*CC*y1*y1))+6*(BB+AA*CC)*Ln(1+CC*y1))/(6*power(CC,4))
    )/Fc;
end;

procedure BetaoTracionado (b, etrac, xxt, y1, y2 : Extended;
  var Fct, zct : Extended);
var
  Fct11, Fct22, e1, e2 : Extended;
begin
  if xxt<>0 then
    begin
      e1 := etrac*y1/xx;
      e2 := etrac*y2/xx;
      Fct11 := b*Ecm*e1*(y2-y1);
      Fct22 := b*Ecm*(e2-e1)*(y2-y1)/2;
      Fct := -Fct11-Fct22;
      zct := (1/Fct)*((y1+(y2-y1)/2)*Fct11+(y1+2*(y2-y1)/3)*Fct22)
    end
  else
    begin
      Fct := 0;
      zct := 0
    end
  end;
end;

procedure ArmaduraOrdinaria (etopo, ebase, xx, Arm, LocArm : Extended;
  var Fs, zs, e : Extended);
var
  esy : Extended;
begin
  esy := fyk/Es;
  zs := xx-h+LocArm;
  if etopo=0 then

```

```

    e := -ebase*(h-LocArm)/h;
    if ((xx=0) and (etopo<>0)) then
      e := -etopo;
    if xx<>0 then
      e := etopo*zs/xx;
    if Abs(e)<esy then
      Fs := Es*e*Arm
    else
      Fs := fyk*Arm*Sign(e)
    end;

procedure ArmaduraPreEsforco (etopo, ebase, xx, Arm, LocArm, Fp0 : Extended;
                               var Fp, zp, e : Extended);
var
  esp, ep0 : Extended;
begin
  esp := fp0k/Ep;
  if Arm<>0 then
    ep0 := -Fp0/Arm/Ep
  else
    ep0 := 0;
  zp := xx-h+LocArm;
  if etopo=0 then
    e := -ebase*(h-LocArm)/h;
  if ((xx=0) and (etopo<>0)) then
    e := -etopo;
  if xx<>0 then
    e := etopo*zp/xx;
  if Abs(e+ep0)<esp then
    Fp := Ep*(e+ep0)*Arm
  else
    Fp := fp0k*Arm*Sign(e+ep0);
  (* if Fp>-Fp0 then Fp := -Fp0*)
  e := e+ep0
end;

procedure calculo (esup, einf : Extended;
                  var Nrd, Mrd : Extended);
var
  eta, k : Extended;
begin
  if (esup+einf)<>0 then
    x := h*esup/(esup+einf)
  else
    begin
      if esup>0 then
        begin
          x := 0;
          eta := esup/ec1;
          k := 1.05*Ecm*ec1/fcm;
          Fc1 := (fcm*(k*eta-Power(eta,2))/(1+(k-2)*eta))*(b*h);
          zc1 := -h/2;
          Fc2 := (fcm*(k*eta-Power(eta,2))/(1+(k-2)*eta))
                *(b-LargAlma)*(h-EspBase-EspBanzo);
          zc2 := -(h-EspBase-EspBanzo)/2-EspBanzo;
          Fct1 := 0;
          Fct2 := 0;
          zct1 := 0;
          zct2 := 0
        end
      else
        begin
          x := 0;
          Fc1 := 0;
          zc1 := 0;

```

```

Fc2 := 0;
zc2 := 0;
if (einf > ectm) then
  begin
    Fct1 := b*h*Ecm*einf;
    zct1 := h/2;
    Fct2 := (b-LargAlma)*(h-EspBase-EspBanzo)*Ecm*einf;
    zct2 := (h-EspBase-EspBanzo)/2-EspBanzo
  end
else
  begin
    Fct1 := 0;
    zct1 := 0;
    Fct2 := 0;
    zct2 := 0
  end
end
end;

if x < 0 then
  begin
    if esup > 0 then
      begin
        y1 := -x;
        y2 := -x+h;
        BetaoComprimido(b, -einf, -x+h, y1, y2, Fc1, zc1);
        zc1 := -zc1;
        y1 := -x+EspBanzo;
        y2 := -x+h-EspBase;
        BetaoComprimido(b-LargAlma, -einf, -x+h, y1, y2, Fc2, zc2);
        zc2 := -zc2;
        Fct1 := 0;
        Fct2 := 0;
        zct1 := 0;
        zct2 := 0
      end
    else
      begin
        Fc1 := 0;
        zc1 := 0;
        Fc2 := 0;
        zc2 := 0;
        if -esup > (ectm) then
          begin
            Fct1 := 0;
            zct1 := 0;
            Fct2 := 0;
            zct2 := 0
          end
        else
          begin
            if einf < (ectm) then
              begin
                yt1 := -x;
                yt2 := -x+h;
                BetaoTraccionado(b, einf, -x+h, yt1, yt2, Fct1, zct1);
                y1 := -x+EspBanzo;
                y2 := -x+h-EspBase;
                BetaoTraccionado(b-LargAlma, einf, -x+h, yt1, yt2, Fct2, zct2)
              end
            else
              begin
                xt := (ectm)*x/esup;
                if xt > (-x+EspBanzo) then
                  begin

```

```

        yt1 := -x;
        yt2 := xt;
        BetaoTracionado(b, ectm, xt, yt1, yt2, Fct1, zct1);
        y1 := -x+EspBanzo;
        y2 := xt;
        BetaoTracionado(b-LargAlma, ectm, xt, yt1, yt2, Fct2, zct2)
    end
else
    begin
        yt1 := -x;
        yt2 := xt;
        BetaoTracionado(b, ectm, xt, yt1, yt2, Fct1, zct1);
        Fct2 := 0;
        zct2 := 0
    end
end
end
end
end;

if ((x=0) and ((esup+einf)<>0)) then
begin
    if einf>0 then
    begin
        Fc1 := 0;
        zc1 := 0;
        Fc2 := 0;
        zc2 := 0;
        if einf<(ectm) then
        begin
            yt1 := 0;
            yt2 := h;
            BetaoTracionado(b, einf, h, yt1, yt2, Fct1, zct1);
            y1 := EspBanzo;
            y2 := h-EspBase;
            BetaoTracionado(b-LargAlma, einf, h, yt1, yt2, Fct2, zct2)
        end
    else
        begin
            xt := (ectm)*h/einf;
            if xt>EspBanzo then
            begin
                yt1 := 0;
                yt2 := xt;
                BetaoTracionado(b, ectm, xt, yt1, yt2, Fct1, zct1);
                y1 := EspBanzo;
                y2 := xt;
                BetaoTracionado(b-LargAlma, ectm, xt, yt1, yt2, Fct2, zct2)
            end
        else
            begin
                yt1 := 0;
                yt2 := xt;
                BetaoTracionado(b, ectm, xt, yt1, yt2, Fct1, zct1);
                Fct2 := 0;
                zct2 := 0
            end
        end
    end
end
else
begin
    y1 := 0;
    y2 := h;
    BetaoComprimido(b, -einf, h, y1, y2, Fc1, zc1);
    zc1 := -zc1;

```



```

        y1 := EspBanzo;
        y2 := h-EspBase;
        BetaoComprimido(b-LargAlma, -einf, h, y1, y2, Fc2, zc2);
        zc2 := -zc2;
        Fct1 := 0;
        zct1 := 0;
        Fct2 := 0;
        zct2 := 0
    end
end;

if x>0 then
    begin
        if ((esup<0) and (einf<0)) then
            begin
                y1 := 0;
                y2 := h-x;
                BetaoComprimido(b, -einf, h-x, y1, y2, Fc1, zc1);
                zc1 := -zc1;
                if x<EspBanzo then
                    begin
                        y1 := h-EspBanzo;
                        y2 := h-x-EspBase;
                        BetaoComprimido(b-LargAlma, -einf, h-x, y1, y2, Fc2, zc2);
                        zc2 := -zc2;
                        if -esup<=(ectm) then
                            begin
                                BetaoTraccionado(b, -esup, x, 0, x, Fct1, zct1)
                            end
                        else
                            begin
                                xt := x*(ectm)/(-esup);
                                BetaoTraccionado(b, ectm, xt, 0, xt, Fct1, zct1)
                            end;
                            Fct2 := 0;
                            zct2 := 0
                        end;
                    end
                if (h-x)>EspBase then
                    begin
                        y1 := 0;
                        y2 := h-x-EspBase;
                        BetaoComprimido(b-LargAlma, -einf, h-x, y1, y2, Fc2, zc2);
                        zc2 := -zc2;
                        if -esup<=(ectm) then
                            begin
                                BetaoTraccionado(b, -esup, x, 0, x, Fct1, zct1);
                                BetaoTraccionado(b-LargAlma, -esup, x, 0, x-EspBanzo, Fct2, zct2);
                            end
                        else
                            begin
                                xt := x*ectm/(-esup);
                                BetaoTraccionado(b, ectm, xt, 0, xt, Fct1, zct1);
                                if (x-xt)>EspBanzo then
                                    BetaoTraccionado(b-LargAlma, ectm, xt, 0, xt, Fct2, zct2)
                                else
                                    BetaoTraccionado(b-LargAlma, ectm, xt, 0, x-EspBanzo, Fct2,
zct2)
                                end
                            end
                    end
                else
                    begin
                        Fc2 := 0;
                        zc2 := 0;
                        if -esup<=(ectm) then
                            begin

```

```

        BetaoTracionado(b, -esup, x, 0, x, Fct1, zct1);
        BetaoTracionado(b-LargAlma, -esup, x, EspBase-h+x, x-EspBanzo,
Fct2, zct2);
    end
    else
    begin
        xt := x*ectm/(-esup);
        BetaoTracionado(b, ectm, xt, 0, xt, Fct1, zct1);
        if (x-xt)>EspBanzo then
            BetaoTracionado(b-LargAlma, ectm, xt, EspBase-h+x, xt, Fct2,
zct2)
        else
            BetaoTracionado(b-LargAlma, ectm, xt, EspBase-h+x, x-EspBanzo,
Fct2, zct2)
        end
    end;
end;
end;
if ((esup<0) and (einf>=0)) then
begin
    Fc1 := 0;
    zc1 := 0;
    Fc2 := 0;
    zc2 := 0;
    if einf>=(ectm) then
        begin
            Fct1 := 0;
            zct1 := 0;
            Fct2 := 0;
            zct2 := 0
        end
    else
        begin
            if -esup<(ectm) then
                begin
                    yt1 := x-h;
                    yt2 := x;
                    BetaoTracionado(b, -esup, x, yt1, yt2, Fct1, zct1);
                    y1 := x-h+EspBase;
                    y2 := x-EspBanzo;
                    BetaoTracionado(b-LargAlma, -esup, x, yt1, yt2, Fct2, zct2)
                end
            else
                begin
                    xt := (ectm)*x/(-esup);
                    if xt>(x-EspBanzo) then
                        begin
                            yt1 := x-h;
                            yt2 := xt;
                            BetaoTracionado(b, ectm, xt, yt1, yt2, Fct1, zct1);
                            y1 := x-h+EspBase;
                            y2 := x-EspBanzo;
                            BetaoTracionado(b-LargAlma, ectm, xt, yt1, yt2, Fct2, zct2)
                        end
                    else
                        begin
                            yt1 := x-h;
                            yt2 := xt;
                            BetaoTracionado(b, ectm, xt, yt1, yt2, Fct1, zct1);
                            if xt<x-h+EspBase then
                                begin
                                    Fct2 := 0;
                                    zct2 := 0
                                end
                            end
                        end
                    else

```

```

                                BetaoTracionado(b-LargAlma, ectm, xt, x-h+EspBase,xt, Fct2,
zct2)
                                end
                                end
                                end
end;
if ((esup>0) and (einf>=0)) then
begin
y1 := 0;
y2 := x;
BetaoComprimido(b, esup, x, y1, y2, Fc1, zc1);
if x>EspBanzo then
begin
if x<(h-EspBase) then
begin
y1 := 0;
y2 := x-EspBanzo;
if einf<ectm then
begin
xt := h-x;
BetaoTracionado(b, einf, xt, 0, xt, Fct1, zct1);
BetaoTracionado(b-LargAlma, einf, xt, 0, xt-Espbase, Fct2,
zct2)
end
else
begin
xt := ectm*(h-x)/einf;
BetaoTracionado(b, ectm, xt, 0, xt, Fct1, zct1);
if xt>h-x-EspBase then
BetaoTracionado(b-LargAlma, ectm, xt, 0, h-x-EspBase, Fct2,
zct2)
else
BetaoTracionado(b-LargAlma, ectm, xt, 0, xt, Fct2, zct2)
end
end
else
begin
y1 := x-h+EspBase;
y2 := x-EspBanzo;
if einf<ectm then
begin
xt := h-x;
BetaoTracionado(b, einf, xt, 0, xt, Fct1, zct1);
Fct2 := 0;
zct2 := 0
end
else
begin
xt := ectm*(h-x)/einf;
BetaoTracionado(b, ectm, xt, 0, xt, Fct1, zct1);
Fct2 := 0;
zct2 := 0
end
end;
BetaoComprimido(b-LargAlma, esup, x, y1, y2, Fc2, zc2)
end
else
begin
Fc2 := 0;
zc2 := 0;
if einf<ectm then
begin
xt := h-x;
BetaoTracionado(b, einf, xt, 0, xt, Fct1, zct1);

```

```

                BetaoTracionado(b-LargAlma, einf, xt, EspBanzo-x, xt-EspBase,
Fct2, zct2)
            end
        else
            begin
                xt := ectm*(h-x)/einf;
                BetaoTracionado(b, ectm, xt, 0, xt, Fct1, zct1);
                if xt<EspBanzo-x then
                    begin
                        Fct2 := 0;
                        zct2 := 0
                    end;
                if xt>h-x-Espbase then
                    BetaoTracionado(b-LargAlma, ectm, xt, EspBanzo-x, h-x-EspBase,
Fct2, zct2)
                else
                    BetaoTracionado(b-LargAlma, ectm, xt, EspBanzo-x, xt, Fct2,
zct2)
                end
            end
        end;
    if ((esup>0) and (einf<0)) then
        begin
            y1 := x-h;
            y2 := x;
            BetaoComprimido(b, esup, x, y1, y2, Fc1, zc1);
            y1 := x-h+EspBase;
            y2 := x-EspBanzo;
            BetaoComprimido(b-LargAlma, esup, x, y1, y2, Fc2, zc2);
            Fct1 := 0;
            Fct2 := 0;
            zct1 := 0;
            zct2 := 0
        end
    end;
    ArmaduraOrdinaria (esup, einf, x, As1, LocAs1, Fs1, zs1, es1);
    ArmaduraOrdinaria (esup, einf, x, As2, LocAs2, Fs2, zs2, es2);
    ArmaduraOrdinaria (esup, einf, x, As3, LocAs3, Fs3, zs3, es3);
    ArmaduraOrdinaria (esup, einf, x, As4, LocAs4, Fs4, zs4, es4);
    ArmaduraOrdinaria (esup, einf, x, As5, LocAs5, Fs5, zs5, es5);
    ArmaduraPreEsforco (esup, einf, x, Ap1, LocAp1, Fp01, Fp1, zp1, ep1);
    ArmaduraPreEsforco (esup, einf, x, Ap2, LocAp2, Fp02, Fp2, zp2, ep2);
    ArmaduraPreEsforco (esup, einf, x, Ap3, LocAp3, Fp03, Fp3, zp3, ep3);
    Nrd := -(Fc1-Fc2+Fct1-Fct2+Fs1+Fs2+Fs3+Fs4+Fs5+Fp1+Fp2+Fp3);
    Mrd := Fc1*zc1-Fc2*zc2+Fct1*zct1-
    Fct2*zct2+Fs1*zs1+Fs2*zs2+Fs3*zs3+Fs4*zs4+Fs5*zs5+Fp1*zp1+Fp2*zp2+Fp3*zp3-N*(xG-x);

end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditBChange(Sender: TObject);
begin
    b := StrToFloat(LabeledEditB.Text)/100;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditHChange(Sender: TObject);
begin
    h := StrToFloat(LabeledEditH.Text)/100;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditLargAlmaChange(Sender: TObject);
begin
    LargAlma := StrToFloat(LabeledEditLargAlma.Text)/100;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditEspBanzoChange(Sender: TObject);

```

```
begin
    EspBanzo := StrToFloat(LabeledEditEspBanzo.Text)/100;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditEspBaseChange(Sender: TObject);
begin
    EspBase := StrToFloat(LabeledEditEspBase.Text)/100;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditFcmChange(Sender: TObject);
begin
    fcm := StrToFloat(LabeledEditFcm.Text)*1e3;
    if fcm/1000>=20 then
        begin
            if ((fcm/1000)>58) then
                fctm := (2.12*ln(1+(fcm/1000)/10))*1e3
            else
                fctm := 0.3*power(fcm/1000-8,2/3)*1e3;
            if (0.7*Power(fcm/1e3,0.31))<2.8 then
                ec1 := (0.7*Power(fcm/1e3,0.31))/1e3
            else
                ec1 := 2.8/1e3;
            if (((fcm/1e3)<98) and ((fcm/1e3)>58)) then
                ecul := (2.8+27*Power((98-fcm/1e3)/100,4))/1e3
            else if (fcm/1e3>=98) then
                ecul := 2.8/1e3
            else
                ecul := 3.5/1e3
            end;
            LabeledEditFctm.Text := FloatToStrF(fctm/1e3,ffFixed, 3, 2);
            LabeledEditec1.Text := FloatToStrF(ec1*1000,ffFixed, 3, 2);
            LabeledEditecul.Text := FloatToStrF(ecul*1000,ffFixed, 3, 2);
        end;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditFctmChange(Sender: TObject);
begin
    Fctm := StrToFloat(LabeledEditFctm.Text)*1e3;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditEcmChange(Sender: TObject);
begin
    Ecm := StrToFloat(LabeledEditEcm.Text)*1e6;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditeculChange(Sender: TObject);
begin
    ecul := StrToFloat(LabeledEditecul.Text)/1e3;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditec1Change(Sender: TObject);
begin
    ec1 := StrToFloat(LabeledEditec1.Text)/1e3;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditMChange(Sender: TObject);
begin
    M := StrToFloat(LabeledEditM.Text);
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditAs5Change(Sender: TObject);
begin
    As5 := StrToFloat(LabeledEditAs5.Text)/10000;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditAs4Change(Sender: TObject);
```

```
begin
  As4 := StrToFloat(LabeledEditAs4.Text)/10000;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditAs3Change(Sender: TObject);
begin
  As3 := StrToFloat(LabeledEditAs3.Text)/10000;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditAs2Change(Sender: TObject);
begin
  As2 := StrToFloat(LabeledEditAs2.Text)/10000;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditAs1Change(Sender: TObject);
begin
  As1 := StrToFloat(LabeledEditAs1.Text)/10000;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditLocAs5Change(Sender: TObject);
begin
  LocAs5 := StrToFloat(LabeledEditLocAs5.Text)/100;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditLocAs4Change(Sender: TObject);
begin
  LocAs4 := StrToFloat(LabeledEditLocAs4.Text)/100;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditLocAs3Change(Sender: TObject);
begin
  LocAs3 := StrToFloat(LabeledEditLocAs3.Text)/100;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditLocAs2Change(Sender: TObject);
begin
  LocAs2 := StrToFloat(LabeledEditLocAs2.Text)/100;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditLocAs1Change(Sender: TObject);
begin
  LocAs1 := StrToFloat(LabeledEditLocAs1.Text)/100;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditEsChange(Sender: TObject);
begin
  Es := StrToFloat(LabeledEditEs.Text)*1e6;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditFykChange(Sender: TObject);
begin
  fyk := StrToFloat(LabeledEditFyk.Text)*1000;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditFtyChange(Sender: TObject);
begin
  fty := StrToFloat(LabeledEditFty.Text)*1000;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditAp1Change(Sender: TObject);
begin
  Ap1 := StrToFloat(LabeledEditAp1.Text)/10000;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditAp2Change(Sender: TObject);
```

```
begin
  Ap2 := StrToFloat(LabeledEditAp2.Text)/10000;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditAp3Change(Sender: TObject);
begin
  Ap3 := StrToFloat(LabeledEditAp3.Text)/10000;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditLocAp1Change(Sender: TObject);
begin
  LocAp1 := StrToFloat(LabeledEditLocAp1.Text)/100;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditLocAp2Change(Sender: TObject);
begin
  LocAp2 := StrToFloat(LabeledEditLocAp2.Text)/100;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditLocAp3Change(Sender: TObject);
begin
  LocAp3 := StrToFloat(LabeledEditLocAp3.Text)/100;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditEpChange(Sender: TObject);
begin
  Ep := StrToFloat(LabeledEditEp.Text)*1e6;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditFpkChange(Sender: TObject);
begin
  fpk := StrToFloat(LabeledEditFpk.Text)*1000;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditFp01kChange(Sender: TObject);
begin
  fp01k := StrToFloat(LabeledEditFp01k.Text)*1000;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditFp01Change(Sender: TObject);
begin
  Fp01 := StrToFloat(LabeledEditFp01.Text);
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditFp02Change(Sender: TObject);
begin
  Fp02 := StrToFloat(LabeledEditFp02.Text);
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditFp03Change(Sender: TObject);
begin
  Fp03 := StrToFloat(LabeledEditFp03.Text);
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditEinfChange(Sender: TObject);
begin
  einf := StrToFloat(LabeledEditEinf.Text)/1000;
end;

procedure TPagesDlg.LabeledEditEsupChange(Sender: TObject);
begin
  esup := StrToFloat(LabeledEditEsup.Text)/1000;
end;

procedure TPagesDlg.CalculaTudoBtnClick(Sender: TObject);
```

```

var Aux                : integer;
    gama,esup1, einf1, N1 : Extended;
begin
{inicialização}
  b := StrToFloat(LabeledEditB.Text)/100;
  h := StrToFloat(LabeledEditH.Text)/100;
  LargAlma := StrToFloat(LabeledEditLargAlma.Text)/100;
  EspBanzo := StrToFloat(LabeledEditEspBanzo.Text)/100;
  EspBase := StrToFloat(LabeledEditEspBase.Text)/100;
  fcm := StrToFloat(LabeledEditFcm.Text)*1e3;
  fctm := StrToFloat(LabeledEditFctm.Text)*1e3;
  Ecm := StrToFloat(LabeledEditEcm.Text)*1e6;
  ecul := StrToFloat(LabeledEditecul.Text)/1e3;
  ecl := StrToFloat(LabeledEditecl.Text)/1e3;
  ectm := fctm/Ecm;
  M := StrToFloat(LabeledEditM.Text);
  As5 := StrToFloat(LabeledEditAs5.Text)/10000;
  As4 := StrToFloat(LabeledEditAs4.Text)/10000;
  As3 := StrToFloat(LabeledEditAs3.Text)/10000;
  As2 := StrToFloat(LabeledEditAs2.Text)/10000;
  As1 := StrToFloat(LabeledEditAs1.Text)/10000;
  LocAs1 := StrToFloat(LabeledEditLocAs1.Text)/100;
  LocAs2 := StrToFloat(LabeledEditLocAs2.Text)/100;
  LocAs3 := StrToFloat(LabeledEditLocAs3.Text)/100;
  LocAs4 := StrToFloat(LabeledEditLocAs4.Text)/100;
  LocAs5 := StrToFloat(LabeledEditLocAs5.Text)/100;
  Es := StrToFloat(LabeledEditEs.Text)*1e6;
  fty := StrToFloat(LabeledEditFty.Text)*1000;
  fyk := StrToFloat(LabeledEditFyk.Text)*1000;
  Ap1 := StrToFloat(LabeledEditAp1.Text)/10000;
  Ap2 := StrToFloat(LabeledEditAp2.Text)/10000;
  Ap3 := StrToFloat(LabeledEditAp3.Text)/10000;
  LocAp1 := StrToFloat(LabeledEditLocAp1.Text)/100;
  LocAp2 := StrToFloat(LabeledEditLocAp2.Text)/100;
  LocAp3 := StrToFloat(LabeledEditLocAp3.Text)/100;
  Ep := StrToFloat(LabeledEditEp.Text)*1e6;
  fpk := StrToFloat(LabeledEditFpk.Text)*1000;
  fp01k := StrToFloat(LabeledEditFp01k.Text)*1000;
  Fp01 := StrToFloat(LabeledEditFp01.Text);
  Fp02 := StrToFloat(LabeledEditFp02.Text);
  Fp03 := StrToFloat(LabeledEditFp03.Text);
  Ac := b*EspBanzo+b*EspBase+(h-EspBase-EspBanzo)*LargAlma;
  xG := (b*EspBanzo*EspBanzo/2+b*EspBase*(h-EspBase/2)
    + (h-EspBase-EspBanzo)*LargAlma*(h-EspBanzo-(h-EspBase-EspBanzo)/2))/Ac;
  N := 0;

  DimVector(C, 1);
  DimVector(delta,1);
  DimMatrix(A, 1, 1);
  DimMatrix(Ainv, 1, 1);

{
  { Escolha do valor inicial - Momento de fissuração }

(*cálculo 1ª vez*)

  einf := fctm/Ecm;

  if einf>=0 then
    esup := ecul
  else
    esup := 0;
  calculo(esup, einf, Nrd, Mrd);
  esup0 := esup;
}

```



```

einf0 := einf;
N0 := Nrd-N;

(* 2° vez *)

esup := -100/1000;
calculo(esup, einf, Nrd, Mrd);
esup1 := esup;
einf1 := einf;
N1 := Nrd-N;

esup := (esup0+esup1)/2;

repeat
  calculo(esup, einf, Nrd, Mrd);
  if (Nrd-N)*N0<0 then
    begin
      esup1 := esup;
      N1 := Nrd-N
    end
  else
    begin
      esup0 := esup;
      N0 := Nrd-N
    end;
  esup := (esup0+esup1)/2;
until Abs(Nrd-N)<1e-10;

{ Fim do cálculo do momento de fissuração }

if M>Mrd then
  begin
    esup0 := 0.85/1000;          (* Momento superior a Mfissuração *)
    einf0 := 1.60/1000;
  end
else
  begin
    esup0 := 0.85/1000;          (* Momento inferior a Mfissuração *)
    einf0 := 0;
  end;
}

esup0 := 0.85/1000;
einf0 := 1.60/1000;
delta[0] := 0;
delta[1] := 0;
repeat
  gama := Sqrt(Power(delta[0]/1e-5,2)+Power(delta[1]/1e-5,2));
  if gama>1 then
    begin
      delta[0] := delta[0]/gama;
      delta[1] := delta[1]/gama
    end;
  esup0 := delta[0]+esup0;
  einf0 := delta[1]+einf0;

  if esup0>ecul then
    begin
      einf0 := ecul*einf0/esup0;
      esup0 := ecul
    end;
  if einf0<-ecul then
    begin
      esup0 := -ecul*esup0/einf0;
      einf0 := -ecul
    end;

```

```

end;

esup := esup0;
einf := einf0;
calculo(esup, einf, N0, M0);

esup := esup0+1e-10;
einf := einf0;
calculo(esup, einf, Ns, Ms);

esup := esup0;
einf := einf0+1e-10;
calculo(esup, einf, Ni, Mi);

A[0,0] := (Ns-N0)/1e-10;
A[0,1] := (Ni-N0)/1e-10;
A[1,0] := (Ms-M0)/1e-10;
A[1,1] := (Mi-M0)/1e-10;
C[0] := N-N0;
C[1] := M-M0;
Aux := GaussJordan(A, C, 0, 1, Ainv, delta);
until ((Abs(N-N0)<1e-5) and (Abs(M-M0)<1e-5));

esup := esup0;
einf := einf0;
calculo(esup, einf, N0, M0);

Label2.Caption := FloatToStrF(x,ffFixed, 6, 5);
Label3.Caption := FloatToStrF(Fc2-Fc1,ffFixed, 5, 2);
Label4.Caption := FloatToStrF(-((Fc1*zc1-Fc2*zc2)/(Fc1-Fc2)),ffFixed, 6, 5);
Label5.Caption := FloatToStrF(-Fs5,ffFixed, 5, 2);
Label6.Caption := FloatToStrF(-zs5,ffFixed, 6, 5);
Label7.Caption := FloatToStrF(-Fs4,ffFixed, 5, 2);
Label8.Caption := FloatToStrF(-zs4,ffFixed, 6, 5);
Label9.Caption := FloatToStrF(-Fs3,ffFixed, 5, 2);
Label10.Caption := FloatToStrF(-zs3,ffFixed, 6, 5);
Label11.Caption := FloatToStrF(-Fs2,ffFixed, 5, 2);
Label12.Caption := FloatToStrF(-zs2,ffFixed, 6, 5);
Label15.Caption := FloatToStrF(-Fs1,ffFixed, 5, 2);
Label16.Caption := FloatToStrF(-zs1,ffFixed, 6, 5);
Label13.Caption := FloatToStrF(-Fp1,ffFixed, 5, 2);
Label14.Caption := FloatToStrF(-zp1,ffFixed, 6, 5);
Label17.Caption := FloatToStrF(-Fp2,ffFixed, 5, 2);
Label18.Caption := FloatToStrF(-zp2,ffFixed, 6, 5);
Label11.Caption := FloatToStrF(-Fp3,ffFixed, 5, 2);
Label54.Caption := FloatToStrF(-zp3,ffFixed, 6, 5);
Label19.Caption := FloatToStrF(N0,ffFixed, 8, 4);
Label20.Caption := FloatToStrF(M0,ffFixed, 8, 4);
Label21.Caption := FloatToStrF(einf*1000,ffFixed, 6, 5);
Label22.Caption := FloatToStrF(-esup*1000,ffFixed, 6, 5);
Label23.Caption := FloatToStrF(-es5*1000,ffFixed, 6, 5);
Label24.Caption := FloatToStrF(-es4*1000,ffFixed, 6, 5);
Label25.Caption := FloatToStrF(-es3*1000,ffFixed, 6, 5);
Label26.Caption := FloatToStrF(-es2*1000,ffFixed, 6, 5);
Label27.Caption := FloatToStrF(-es1*1000,ffFixed, 6, 5);
Label28.Caption := FloatToStrF(-ep1*1000,ffFixed, 6, 5);
Label29.Caption := FloatToStrF(-ep2*1000,ffFixed, 6, 5);
Label59.Caption := FloatToStrF(-ep3*1000,ffFixed, 6, 5);
Label63.Caption := FloatToStrF(Fct2-Fct1,ffFixed, 5, 2);
if (Fct1-Fct2)=0 then
  Label64.Caption := FloatToStrF(0,ffFixed, 6, 5)
else
  Label64.Caption := FloatToStrF(-((Fct1*zct1-Fct2*zct2)/(Fct1-Fct2)),ffFixed, 6,
5);
Label65.Caption := FloatToStrF(xt,ffFixed, 6, 5);

```

```

end;

procedure TPagesDlg.CalculaEinfBtnClick(Sender: TObject);
var esup1, einf1, N1 : Extended;
begin
{inicialização}
  b := StrToFloat(LabeledEditB.Text)/100;
  h := StrToFloat(LabeledEditH.Text)/100;
  LargAlma := StrToFloat(LabeledEditLargAlma.Text)/100;
  EspBanzo := StrToFloat(LabeledEditEspBanzo.Text)/100;
  EspBase := StrToFloat(LabeledEditEspBase.Text)/100;
  fcm := StrToFloat(LabeledEditFcm.Text)*1e3;
  fctm := StrToFloat(LabeledEditFctm.Text)*1e3;
  Ecm := StrToFloat(LabeledEditEcm.Text)*1e6;
  ecul := StrToFloat(LabeledEditecul1.Text)/1e3;
  ecl1 := StrToFloat(LabeledEditec1.Text)/1e3;
  ectm := fctm/Ecm;
  M := StrToFloat(LabeledEditM.Text);
  As5 := StrToFloat(LabeledEditAs5.Text)/10000;
  As4 := StrToFloat(LabeledEditAs4.Text)/10000;
  As3 := StrToFloat(LabeledEditAs3.Text)/10000;
  As2 := StrToFloat(LabeledEditAs2.Text)/10000;
  As1 := StrToFloat(LabeledEditAs1.Text)/10000;
  LocAs1 := StrToFloat(LabeledEditLocAs1.Text)/100;
  LocAs2 := StrToFloat(LabeledEditLocAs2.Text)/100;
  LocAs3 := StrToFloat(LabeledEditLocAs3.Text)/100;
  LocAs4 := StrToFloat(LabeledEditLocAs4.Text)/100;
  LocAs5 := StrToFloat(LabeledEditLocAs5.Text)/100;
  Es := StrToFloat(LabeledEditEs.Text)*1e6;
  fty := StrToFloat(LabeledEditFty.Text)*1000;
  fyk := StrToFloat(LabeledEditFyk.Text)*1000;
  Ap1 := StrToFloat(LabeledEditAp1.Text)/10000;
  Ap2 := StrToFloat(LabeledEditAp2.Text)/10000;
  Ap3 := StrToFloat(LabeledEditAp3.Text)/10000;
  LocAp1 := StrToFloat(LabeledEditLocAp1.Text)/100;
  LocAp2 := StrToFloat(LabeledEditLocAp2.Text)/100;
  LocAp3 := StrToFloat(LabeledEditLocAp3.Text)/100;
  Ep := StrToFloat(LabeledEditEp.Text)*1e6;
  fpk := StrToFloat(LabeledEditFpk.Text)*1000;
  fp01k := StrToFloat(LabeledEditFp01k.Text)*1000;
  Fp01 := StrToFloat(LabeledEditFp01.Text);
  Fp02 := StrToFloat(LabeledEditFp02.Text);
  Fp03 := StrToFloat(LabeledEditFp03.Text);
  Ac := b*EspBanzo+b*EspBase+(h-EspBase-EspBanzo)*LargAlma;
  xG := (b*EspBanzo*EspBanzo/2+b*EspBase*(h-EspBase/2)
    + (h-EspBase-EspBanzo)*LargAlma*(h-EspBanzo-(h-EspBase-EspBanzo)/2))/Ac;

  N := 0;

(* versão antiga por bissecção *)
(*cálculo 1ª vez*)

  esup := -StrToFloat(LabeledEditEsup.Text)/1000;

{ if esup>0 then
  einf := 0/1000
  else
} einf := -ecul;
  calculo(esup, einf, Nrd, Mrd);
  esup0 := esup;
  einf0 := einf;
  N0 := Nrd-N;

(* 2ª vez *)

```

```

einf := 100/1000;
calculo(esup, einf, Nrd, Mrd);
esup1 := esup;
einf1 := einf;
N1 := Nrd-N;

einf:= (einf0+einf1)/2;

repeat
  calculo(esup, einf, Nrd, Mrd);
  if (Nrd-N)*N0<0 then
    begin
      einf1 := einf;
      N1 := Nrd-N;
    end
  else
    begin
      einf0:=einf;
      N0 := Nrd-N
    end;
  einf:=(einf0+einf1)/2;
until Abs(Nrd-N)<1e-10;
}
(* versão nova por newton-raphson *)

einf0 := 1.60/1000;
delta[0] := 0;
repeat
  einf0 := delta[0]+einf0;
  if einf0<-ecul then
    einf0 := -ecul

  einf := einf0;
  calculo(esup, einf, N0, M0);

  einf := einf0+1e-10;
  calculo(esup, einf, Ni, Mi);

  A[0,1] := (Ni-N0)/1e-10;
  C[0] := N-N0;
  Delta[0] := C[0]/A[0,1];
until ((Abs(N-N0)<1e-5));

einf := einf0;
calculo(esup, einf, N0, M0);

Label55.Caption := FloatToStrF(x,ffFixed, 6, 5);
Label30.Caption := FloatToStrF(Fc2-Fc1,ffFixed, 5, 2);
Label31.Caption := FloatToStrF(-((Fc1*zc1-Fc2*zc2)/(Fc1-Fc2)),ffFixed, 6, 5);
Label33.Caption := FloatToStrF(-Fs5,ffFixed, 5, 2);
Label34.Caption := FloatToStrF(-zs5,ffFixed, 6, 5);
Label36.Caption := FloatToStrF(-Fs4,ffFixed, 5, 2);
Label37.Caption := FloatToStrF(-zs4,ffFixed, 6, 5);
Label39.Caption := FloatToStrF(-Fs3,ffFixed, 5, 2);
Label40.Caption := FloatToStrF(-zs3,ffFixed, 6, 5);
Label42.Caption := FloatToStrF(-Fs2,ffFixed, 5, 2);
Label43.Caption := FloatToStrF(-zs2,ffFixed, 6, 5);
Label45.Caption := FloatToStrF(-Fs1,ffFixed, 5, 2);
Label46.Caption := FloatToStrF(-zs1,ffFixed, 6, 5);
Label51.Caption := FloatToStrF(-Fp1,ffFixed, 5, 2);
Label52.Caption := FloatToStrF(-zp1,ffFixed, 6, 5);
Label48.Caption := FloatToStrF(-Fp2,ffFixed, 5, 2);
Label49.Caption := FloatToStrF(-zp2,ffFixed, 6, 5);
Label60.Caption := FloatToStrF(-Fp3,ffFixed, 5, 2);

```

```

Label61.Caption := FloatToStrF(-zp3,ffFixed, 6, 5);
Label57.Caption := FloatToStrF(Nrd,ffFixed, 8, 4);
Label58.Caption := FloatToStrF(Mrd,ffFixed, 8, 4);
Label56.Caption := FloatToStrF(einf*1000,ffFixed, 6, 5);
Label32.Caption := FloatToStrF(-esup*1000,ffFixed, 6, 5);
Label35.Caption := FloatToStrF(-es5*1000,ffFixed, 6, 5);
Label38.Caption := FloatToStrF(-es4*1000,ffFixed, 6, 5);
Label41.Caption := FloatToStrF(-es3*1000,ffFixed, 6, 5);
Label44.Caption := FloatToStrF(-es2*1000,ffFixed, 6, 5);
Label47.Caption := FloatToStrF(-es1*1000,ffFixed, 6, 5);
Label53.Caption := FloatToStrF(-ep1*1000,ffFixed, 6, 5);
Label50.Caption := FloatToStrF(-ep2*1000,ffFixed, 6, 5);
Label62.Caption := FloatToStrF(-ep3*1000,ffFixed, 6, 5);
Label69.Caption := FloatToStrF(Fct2-Fct1,ffFixed, 5, 2);
if (Fct1-Fct2)=0 then
  Label70.Caption := FloatToStrF(0,ffFixed, 6, 5)
else
  Label70.Caption := FloatToStrF(-((Fct1*zct1-Fct2*zct2)/(Fct1-Fct2)),ffFixed, 6,
5);
Label71.Caption := FloatToStrF(xt,ffFixed, 6, 5);
end;

procedure TPagesDlg.CalcCurvBtnClick(Sender: TObject);
var Aux, i, passos, Minteiro : integer;
    gama, esup1, einf1, N1 : Extended;
    f : textfile;

begin
{inicialização}
  b := StrToFloat(LabeledEditB.Text)/100;
  h := StrToFloat(LabeledEditH.Text)/100;
  LargAlma := StrToFloat(LabeledEditLargAlma.Text)/100;
  EspBanzo := StrToFloat(LabeledEditEspBanzo.Text)/100;
  EspBase := StrToFloat(LabeledEditEspBase.Text)/100;
  fcm := StrToFloat(LabeledEditFcm.Text)*1e3;
  fctm := StrToFloat(LabeledEditFctm.Text)*1e3;
  Ecm := StrToFloat(LabeledEditEcm.Text)*1e6;
  ecul := StrToFloat(LabeledEditecul.Text)/1e3;
  ecl := StrToFloat(LabeledEditecl.Text)/1e3;
  ectm := fctm/Ecm;
  M := StrToFloat(LabeledEditM.Text);
  As5 := StrToFloat(LabeledEditAs5.Text)/10000;
  As4 := StrToFloat(LabeledEditAs4.Text)/10000;
  As3 := StrToFloat(LabeledEditAs3.Text)/10000;
  As2 := StrToFloat(LabeledEditAs2.Text)/10000;
  As1 := StrToFloat(LabeledEditAs1.Text)/10000;
  LocAs1 := StrToFloat(LabeledEditLocAs1.Text)/100;
  LocAs2 := StrToFloat(LabeledEditLocAs2.Text)/100;
  LocAs3 := StrToFloat(LabeledEditLocAs3.Text)/100;
  LocAs4 := StrToFloat(LabeledEditLocAs4.Text)/100;
  LocAs5 := StrToFloat(LabeledEditLocAs5.Text)/100;
  Es := StrToFloat(LabeledEditEs.Text)*1e6;
  fty := StrToFloat(LabeledEditFty.Text)*1000;
  fyk := StrToFloat(LabeledEditFyk.Text)*1000;
  Ap1 := StrToFloat(LabeledEditAp1.Text)/10000;
  Ap2 := StrToFloat(LabeledEditAp2.Text)/10000;
  Ap3 := StrToFloat(LabeledEditAp3.Text)/10000;
  LocAp1 := StrToFloat(LabeledEditLocAp1.Text)/100;
  LocAp2 := StrToFloat(LabeledEditLocAp2.Text)/100;
  LocAp3 := StrToFloat(LabeledEditLocAp3.Text)/100;
  Ep := StrToFloat(LabeledEditEp.Text)*1e6;
  fpk := StrToFloat(LabeledEditFpk.Text)*1000;
  fp01k := StrToFloat(LabeledEditFp01k.Text)*1000;
  Fp01 := StrToFloat(LabeledEditFp01.Text);
  Fp02 := StrToFloat(LabeledEditFp02.Text);

```

```

Fp03 := StrToFloat(LabeledEditFp03.Text);
Ac := b*EspBanzo+b*EspBase+(h-EspBase-EspBanzo)*LargAlma;
xG := (b*EspBanzo*EspBanzo/2+b*EspBase*(h-EspBase/2)
      + (h-EspBase-EspBanzo)*LargAlma*(h-EspBanzo-(h-EspBase-EspBanzo)/2))/Ac;

N := 0;

DimVector(C, 1);
DimVector(delta,1);
DimMatrix(A, 1, 1);
DimMatrix(Ainv, 1, 1);

Minteiro := Round(M);
passos := (Minteiro-90) div 2;
AssignFile(f,'c:\teste.txt');
Rewrite(f);
For i:= 0 to passos do
begin
  M := 90+2*i;

  { Escolha do valor inicial - Momento de fissuração }

(*cálculo 1ª vez*)

  einf := fctm/Ecm;

  if einf>=0 then
    esup := ecul
  else
    esup := 0;
  calculo(esup, einf, Nrd, Mrd);
  esup0 := esup;
  einf0 := einf;
  N0 := Nrd-N;

(* 2ª vez *)

  esup := -100/1000;
  calculo(esup, einf, Nrd, Mrd);
  esup1 := esup;
  einf1 := einf;
  N1 := Nrd-N;

  esup := (esup0+esup1)/2;

repeat
  calculo(esup, einf, Nrd, Mrd);
  if (Nrd-N)*N0<0 then
    begin
      esup1 := esup;
      N1 := Nrd-N
    end
  else
    begin
      esup0 := esup;
      N0 := Nrd-N
    end;
  esup := (esup0+esup1)/2;
until Abs(Nrd-N)<1e-5;

{ Fim do cálculo do momento de fissuração }

if M>Mrd then
  begin

```

```

        esup0 := 0.85/1000;          (* Momento superior a Mfissuração *)
        einf0 := 1.60/1000;
    end
else
    begin
        esup0 := 0.85/1000;          (* Momento inferior a Mfissuração *)
        einf0 := 0;
    end;
delta[0] := 0;
delta[1] := 0;
repeat
    gama := Sqrt(Power(delta[0]/1e-5,2)+Power(delta[1]/1e-5,2));
    if gama>1 then
        begin
            delta[0] := delta[0]/gama;
            delta[1] := delta[1]/gama
        end;
    esup0 := delta[0]+esup0;
    einf0 := delta[1]+einf0;

    if esup0>ecul then
        begin
            einf0 := ecul*einf0/esup0;
            esup0 := ecul
        end;
    if einf0<-ecul then
        begin
            esup0 := -ecul*esup0/einf0;
            einf0 := -ecul
        end;

    esup := esup0;
    einf := einf0;
    calculo(esup, einf, N0, M0);

    esup := esup0+1e-10;
    einf := einf0;
    calculo(esup, einf, Ns, Ms);

    esup := esup0;
    einf := einf0+1e-10;
    calculo(esup, einf, Ni, Mi);

    A[0,0] := (Ns-N0)/1e-10;
    A[0,1] := (Ni-N0)/1e-10;
    A[1,0] := (Ms-M0)/1e-10;
    A[1,1] := (Mi-M0)/1e-10;
    C[0] := N-N0;
    C[1] := M-M0;
    Aux := GaussJordan(A, C, 0, 1, Ainv, delta);
until ((Abs(N-N0)<1e-3) and (Abs(M-M0)<1e-3));

    esup := esup0;
    einf := einf0;
    calculo(esup, einf, N0, M0);

Label2.Caption := FloatToStrF(x,ffFixed, 6, 5);
Label3.Caption := FloatToStrF(Fc2-Fc1,ffFixed, 5, 2);
Label4.Caption := FloatToStrF(-((Fc1*zc1-Fc2*zc2)/(Fc1-Fc2)),ffFixed, 6, 5);
Label5.Caption := FloatToStrF(-Fs5,ffFixed, 5, 2);
Label6.Caption := FloatToStrF(-zs5,ffFixed, 6, 5);
Label7.Caption := FloatToStrF(-Fs4,ffFixed, 5, 2);
Label8.Caption := FloatToStrF(-zs4,ffFixed, 6, 5);
Label9.Caption := FloatToStrF(-Fs3,ffFixed, 5, 2);
Label10.Caption := FloatToStrF(-zs3,ffFixed, 6, 5);

```

```

Label11.Caption := FloatToStrF(-Fs2,ffFixed, 5, 2);
Label12.Caption := FloatToStrF(-zs2,ffFixed, 6, 5);
Label15.Caption := FloatToStrF(-Fs1,ffFixed, 5, 2);
Label16.Caption := FloatToStrF(-zs1,ffFixed, 6, 5);
Label13.Caption := FloatToStrF(-Fp1,ffFixed, 5, 2);
Label14.Caption := FloatToStrF(-zp1,ffFixed, 6, 5);
Label17.Caption := FloatToStrF(-Fp2,ffFixed, 5, 2);
Label18.Caption := FloatToStrF(-zp2,ffFixed, 6, 5);
Label11.Caption := FloatToStrF(-Fp3,ffFixed, 5, 2);
Label54.Caption := FloatToStrF(-zp3,ffFixed, 6, 5);
Label19.Caption := FloatToStrF(N0,ffFixed, 8, 4);
Label20.Caption := FloatToStrF(M0,ffFixed, 8, 4);
Label21.Caption := FloatToStrF(einf*1000,ffFixed, 6, 5);
Label22.Caption := FloatToStrF(-esup*1000,ffFixed, 6, 5);
Label23.Caption := FloatToStrF(-es5*1000,ffFixed, 6, 5);
Label24.Caption := FloatToStrF(-es4*1000,ffFixed, 6, 5);
Label25.Caption := FloatToStrF(-es3*1000,ffFixed, 6, 5);
Label26.Caption := FloatToStrF(-es2*1000,ffFixed, 6, 5);
Label27.Caption := FloatToStrF(-es1*1000,ffFixed, 6, 5);
Label28.Caption := FloatToStrF(-ep1*1000,ffFixed, 6, 5);
Label29.Caption := FloatToStrF(-ep2*1000,ffFixed, 6, 5);
Label59.Caption := FloatToStrF(-ep3*1000,ffFixed, 6, 5);
Label63.Caption := FloatToStrF(Fct2-Fct1,ffFixed, 5, 2);
if (Fct1-Fct2)=0 then
  Label64.Caption := FloatToStrF(0,ffFixed, 6, 5)
else
  Label64.Caption := FloatToStrF(-((Fct1*zct1-Fct2*zct2)/(Fct1-Fct2)),ffFixed, 6,
5);
Label65.Caption := FloatToStrF(xt,ffFixed, 6, 5);

writeln(f,M0,' ',-esup*1000,' ',einf*1000);
end;
Closefile(f);
end;

procedure TPagesDlg.CalculaEsupBtnClick(Sender: TObject);
var esup1, einf1, N1 : Extended;
begin
{inicialização}
  b := StrToFloat(LabeledEditB.Text)/100;
  h := StrToFloat(LabeledEditH.Text)/100;
  LargAlma := StrToFloat(LabeledEditLargAlma.Text)/100;
  EspBanzo := StrToFloat(LabeledEditEspBanzo.Text)/100;
  EspBase := StrToFloat(LabeledEditEspBase.Text)/100;
  fcm := StrToFloat(LabeledEditFcm.Text)*1e3;
  fctm := StrToFloat(LabeledEditFctm.Text)*1e3;
  Ecm := StrToFloat(LabeledEditEcm.Text)*1e6;
  ecul := StrToFloat(LabeledEditecul.Text)/1e3;
  ecl := StrToFloat(LabeledEditecl.Text)/1e3;
  ectm := fctm/Ecm;
  M := StrToFloat(LabeledEditM.Text);
  As5 := StrToFloat(LabeledEditAs5.Text)/10000;
  As4 := StrToFloat(LabeledEditAs4.Text)/10000;
  As3 := StrToFloat(LabeledEditAs3.Text)/10000;
  As2 := StrToFloat(LabeledEditAs2.Text)/10000;
  As1 := StrToFloat(LabeledEditAs1.Text)/10000;
  LocAs1 := StrToFloat(LabeledEditLocAs1.Text)/100;
  LocAs2 := StrToFloat(LabeledEditLocAs2.Text)/100;
  LocAs3 := StrToFloat(LabeledEditLocAs3.Text)/100;
  LocAs4 := StrToFloat(LabeledEditLocAs4.Text)/100;
  LocAs5 := StrToFloat(LabeledEditLocAs5.Text)/100;
  Es := StrToFloat(LabeledEditEs.Text)*1e6;
  fty := StrToFloat(LabeledEditFty.Text)*1000;
  fyk := StrToFloat(LabeledEditFyk.Text)*1000;

```



```

Ap1 := StrToFloat(LabeledEditAp1.Text)/10000;
Ap2 := StrToFloat(LabeledEditAp2.Text)/10000;
Ap3 := StrToFloat(LabeledEditAp3.Text)/10000;
LocAp1 := StrToFloat(LabeledEditLocAp1.Text)/100;
LocAp2 := StrToFloat(LabeledEditLocAp2.Text)/100;
LocAp3 := StrToFloat(LabeledEditLocAp3.Text)/100;
Ep := StrToFloat(LabeledEditEp.Text)*1e6;
fpk := StrToFloat(LabeledEditFpk.Text)*1000;
fp01k := StrToFloat(LabeledEditFp01k.Text)*1000;
Fp01 := StrToFloat(LabeledEditFp01.Text);
Fp02 := StrToFloat(LabeledEditFp02.Text);
Fp03 := StrToFloat(LabeledEditFp03.Text);
Ac := b*EspBanzo+b*EspBase+(h-EspBase-EspBanzo)*LargAlma;
xG := (b*EspBanzo*EspBanzo/2+b*EspBase*(h-EspBase/2)
      +(h-EspBase-EspBanzo)*LargAlma*(h-EspBanzo-(h-EspBase-EspBanzo)/2))/Ac;

N := 0;

{
(* versão antiga por bissecção *)

(*cálculo 1ª vez*)

einf := StrToFloat(LabeledEditEinf.Text)/1000;

if einf>=0 then
  esup := ecul
else
  esup := 0;
calculo(esup, einf, Nrd, Mrd);
esup0 := esup;
einf0 := einf;
N0 := Nrd-N;

(* 2º vez *)

esup := -100/1000;
calculo(esup, einf, Nrd, Mrd);
esup1 := esup;
einf1 := einf;
N1 := Nrd-N;

esup := (esup0+esup1)/2;

repeat
  calculo(esup, einf, Nrd, Mrd);
  if (Nrd-N)*N0<0 then
    begin
      esup1 := esup;
      N1 := Nrd-N
    end
  else
    begin
      esup0 := esup;
      N0 := Nrd-N
    end;
  esup := (esup0+esup1)/2;
until Abs(Nrd-N)<1e-10;
}

(* versão nova por newton-raphson *)

esup0 := -0.85/1000;
delta[0] := 0;
repeat
  esup0 := delta[0]+esup0;

```

```

if esup0>ecul then
    esup0 := ecul

esup := esup0;
calculo(esup, einf, N0, M0);

esup := esup0+1e-10;
calculo(esup, einf, Ns, Ms);

A[0,1] := (Ns-N0)/1e-10;
C[0] := N-N0;
Delta[0] := C[0]/A[0,1];
until ((Abs(N-N0)<1e-5));

esup := esup0;
calculo(esup, einf, N0, M0);

Label55.Caption := FloatToStrF(x,ffFixed, 6, 5);
Label30.Caption := FloatToStrF(Fc2-Fc1,ffFixed, 5, 2);
Label31.Caption := FloatToStrF(-((Fc1*zc1-Fc2*zc2)/(Fc1-Fc2)),ffFixed, 6, 5);
Label33.Caption := FloatToStrF(-Fs5,ffFixed, 5, 2);
Label34.Caption := FloatToStrF(-zs5,ffFixed, 6, 5);
Label36.Caption := FloatToStrF(-Fs4,ffFixed, 5, 2);
Label37.Caption := FloatToStrF(-zs4,ffFixed, 6, 5);
Label39.Caption := FloatToStrF(-Fs3,ffFixed, 5, 2);
Label40.Caption := FloatToStrF(-zs3,ffFixed, 6, 5);
Label42.Caption := FloatToStrF(-Fs2,ffFixed, 5, 2);
Label43.Caption := FloatToStrF(-zs2,ffFixed, 6, 5);
Label45.Caption := FloatToStrF(-Fs1,ffFixed, 5, 2);
Label46.Caption := FloatToStrF(-zs1,ffFixed, 6, 5);
Label51.Caption := FloatToStrF(-Fp1,ffFixed, 5, 2);
Label52.Caption := FloatToStrF(-zp1,ffFixed, 6, 5);
Label48.Caption := FloatToStrF(-Fp2,ffFixed, 5, 2);
Label49.Caption := FloatToStrF(-zp2,ffFixed, 6, 5);
Label60.Caption := FloatToStrF(-Fp3,ffFixed, 5, 2);
Label61.Caption := FloatToStrF(-zp3,ffFixed, 6, 5);
Label57.Caption := FloatToStrF(Nrd,ffFixed, 8, 4);
Label58.Caption := FloatToStrF(Mrd,ffFixed, 8, 4);
Label56.Caption := FloatToStrF(einf*1000,ffFixed, 6, 5);
Label32.Caption := FloatToStrF(-esup*1000,ffFixed, 6, 5);
Label35.Caption := FloatToStrF(-es5*1000,ffFixed, 6, 5);
Label38.Caption := FloatToStrF(-es4*1000,ffFixed, 6, 5);
Label41.Caption := FloatToStrF(-es3*1000,ffFixed, 6, 5);
Label44.Caption := FloatToStrF(-es2*1000,ffFixed, 6, 5);
Label47.Caption := FloatToStrF(-es1*1000,ffFixed, 6, 5);
Label53.Caption := FloatToStrF(-ep1*1000,ffFixed, 6, 5);
Label50.Caption := FloatToStrF(-ep2*1000,ffFixed, 6, 5);
Label62.Caption := FloatToStrF(-ep3*1000,ffFixed, 6, 5);
Label69.Caption := FloatToStrF(Fct2-Fct1,ffFixed, 5, 2);
if (Fct1-Fct2)=0 then
    Label70.Caption := FloatToStrF(0,ffFixed, 6, 5)
else
    Label70.Caption := FloatToStrF(-((Fct1*zc1-Fct2*zc2)/(Fct1-Fct2)),ffFixed, 6,
5);
    Label71.Caption := FloatToStrF(xt,ffFixed, 6, 5);
end;

procedure TPagesDlg.CancelBtnClick(Sender: TObject);
begin
    Application.Terminate;
end;

procedure TPagesDlg.JanelasChange(Sender: TObject);

```

```

begin
{inicialização}
  b := StrToFloat(LabeledEditB.Text)/100;
  h := StrToFloat(LabeledEditH.Text)/100;
  LargAlma := StrToFloat(LabeledEditLargAlma.Text)/100;
  EspBanzo := StrToFloat(LabeledEditEspBanzo.Text)/100;
  EspBase := StrToFloat(LabeledEditEspBase.Text)/100;
  fcm := StrToFloat(LabeledEditFcm.Text)*1e3;
  fctm := StrToFloat(LabeledEditFctm.Text)*1e3;
  Ecm := StrToFloat(LabeledEditEcm.Text)*1e6;
  ecul := StrToFloat(LabeledEditecul.Text)/1e3;
  ecl := StrToFloat(LabeledEditec1.Text)/1e3;
  ectm := fctm/Ecm;
  M := StrToFloat(LabeledEditM.Text);
  As5 := StrToFloat(LabeledEditAs5.Text)/10000;
  As4 := StrToFloat(LabeledEditAs4.Text)/10000;
  As3 := StrToFloat(LabeledEditAs3.Text)/10000;
  As2 := StrToFloat(LabeledEditAs2.Text)/10000;
  As1 := StrToFloat(LabeledEditAs1.Text)/10000;
  LocAs1 := StrToFloat(LabeledEditLocAs1.Text)/100;
  LocAs2 := StrToFloat(LabeledEditLocAs2.Text)/100;
  LocAs3 := StrToFloat(LabeledEditLocAs3.Text)/100;
  LocAs4 := StrToFloat(LabeledEditLocAs4.Text)/100;
  LocAs5 := StrToFloat(LabeledEditLocAs5.Text)/100;
  Es := StrToFloat(LabeledEditEs.Text)*1e6;
  fty := StrToFloat(LabeledEditFty.Text)*1000;
  fyk := StrToFloat(LabeledEditFyk.Text)*1000;
  Ap1 := StrToFloat(LabeledEditAp1.Text)/10000;
  Ap2 := StrToFloat(LabeledEditAp2.Text)/10000;
  Ap3 := StrToFloat(LabeledEditAp3.Text)/10000;
  LocAp1 := StrToFloat(LabeledEditLocAp1.Text)/100;
  LocAp2 := StrToFloat(LabeledEditLocAp2.Text)/100;
  LocAp3 := StrToFloat(LabeledEditLocAp3.Text)/100;
  Ep := StrToFloat(LabeledEditEp.Text)*1e6;
  fpk := StrToFloat(LabeledEditFpk.Text)*1000;
  fp01k := StrToFloat(LabeledEditFp01k.Text)*1000;
  Fp01 := StrToFloat(LabeledEditFp01.Text);
  Fp02 := StrToFloat(LabeledEditFp02.Text);
  Fp03 := StrToFloat(LabeledEditFp03.Text);
  Ac := b*EspBanzo+b*EspBase+(h-EspBase-EspBanzo)*LargAlma;
  xG := (b*EspBanzo*EspBanzo/2+b*EspBase*(h-EspBase/2)
        +(h-EspBase-EspBanzo)*LargAlma*(h-EspBanzo-(h-EspBase-EspBanzo)/2))/Ac;

  N := 0;

end;

end.

```


A n e x o E

**Determinação analítica do
comportamento diferido das vigas**

| | Seções | 0.000 | 0.975 | 1.975 | 2.975 | 3.975 | 4.975 | 5.975 | 6.975 | 7.975 | 8.975 | 9.975 | unidades |
|---|-------------------------------------|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|----------|
| Armadura de Pré-Esforço | Ap1 = | 0.000E+00 | 2.1108E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | m2 |
| | Ap2 = | 0.000E+00 | 2.1108E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | 3.1662E-04 | m2 |
| | Ap3 = | 1.0554E-04 | 1.0554E-04 | 1.0554E-04 | 1.0554E-04 | 1.0554E-04 | 1.0554E-04 | 1.0554E-04 | 1.0554E-04 | 1.0554E-04 | 1.0554E-04 | 1.0554E-04 | m2 |
| Pré-Esforço Inicial | Fp01 = | 0.0000 | 301.8444 | 452.7666 | 452.7666 | 452.7666 | 452.7666 | 452.7666 | 452.7666 | 452.7666 | 452.7666 | 452.7666 | kN |
| | Fp02 = | 0.0000 | 301.8444 | 452.7666 | 452.7666 | 452.7666 | 452.7666 | 452.7666 | 452.7666 | 452.7666 | 452.7666 | 452.7666 | kN |
| | Fp03 = | 122.0516 | 122.0516 | 122.0516 | 122.0516 | 122.0516 | 122.0516 | 122.0516 | 122.0516 | 122.0516 | 122.0516 | 122.0516 | kN |
| | Mgo = | 0.0000 | 16.7373 | 32.1170 | 45.6873 | 57.4482 | 67.3998 | 75.5420 | 81.8748 | 86.3982 | 89.1123 | 90.0170 | kN.m |
| | Sg (PP) = | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | kN/m |
| Largar o pré-esforço | ε ₀ = | 0.000000 | -0.180738 | -0.255909 | -0.255909 | -0.255909 | -0.255909 | -0.255909 | -0.255909 | -0.255909 | -0.255909 | -0.255909 | mm/m |
| | 1/ro = | 0.000000 | -0.000539 | -0.000868 | -0.000765 | -0.000675 | -0.000599 | -0.000537 | -0.000489 | -0.000455 | -0.000434 | -0.000427 | mm/m |
| Extensões no Betão | ε _{c,topo} = | 0.00000 | -0.03736 | -0.02508 | -0.05256 | -0.07638 | -0.09653 | -0.11302 | -0.12585 | -0.13501 | -0.14050 | -0.14234 | mm/m |
| | ε _{c,base} = | 0.00000 | -0.30688 | -0.45900 | -0.43482 | -0.41387 | -0.39614 | -0.38163 | -0.37034 | -0.36228 | -0.35745 | -0.35583 | mm/m |
| | ε _{c,p1} = | 0.00000 | -0.29341 | -0.43731 | -0.41571 | -0.39699 | -0.38116 | -0.36820 | -0.35812 | -0.35092 | -0.34660 | -0.34516 | mm/m |
| | ε _{c,p2} = | 0.00000 | -0.27724 | -0.41127 | -0.39277 | -0.37674 | -0.36318 | -0.35208 | -0.34345 | -0.33728 | -0.33358 | -0.33235 | mm/m |
| | ε _{c,p3} = | 0.00000 | -0.05003 | -0.04547 | -0.07053 | -0.09224 | -0.11061 | -0.12565 | -0.13734 | -0.14569 | -0.15070 | -0.15237 | mm/m |
| Tensões no Betão | σ _{topo} = | 0 | -2061.36 | -1386.56 | -2892.03 | -4184.87 | -5270.18 | -6152.26 | -6834.65 | -7320.11 | -7610.59 | -7707.29 | kPa |
| | σ _{base} = | 0 | -16123.36 | -23428.99 | -22298.34 | -21309.06 | -20465.19 | -19770.11 | -19226.62 | -18836.87 | -18602.40 | -18524.15 | kPa |
| | σ _{p1} = | 0.00 | -15454.12 | -22415.02 | -21396.41 | -20506.15 | -19747.43 | -19122.97 | -18634.98 | -18285.19 | -18074.82 | -18004.62 | kPa |
| | σ _{p2} = | 0.00 | -14646.30 | -21185.93 | -20304.55 | -19535.21 | -18880.26 | -18341.68 | -17921.11 | -17619.80 | -17438.65 | -17378.21 | kPa |
| | σ _{p3} = | 0.00 | -2754.08 | -2505.17 | -3868.27 | -5039.73 | -6023.77 | -6824.00 | -7443.35 | -7884.10 | -8147.89 | -8235.72 | kPa |
| Pré-esforço após transferência | Fp01 = | 0.0000 | 289.6477 | 425.4990 | 426.8457 | 428.0128 | 429.0003 | 429.8083 | 430.4368 | 430.8857 | 431.1550 | 431.2448 | kN |
| | Fp02 = | 0.0000 | 290.3200 | 427.1225 | 428.2758 | 429.2754 | 430.1212 | 430.8132 | 431.3515 | 431.7359 | 431.9666 | 432.0435 | kN |
| | Fp03 = | 120.0098 | 120.0098 | 120.0098 | 120.0098 | 120.0098 | 120.0098 | 120.0098 | 120.0098 | 120.0098 | 120.0098 | 120.0098 | kN |
| Relaxação de Armaduras 3 | Δσ _{p,pr,σ_{pi}} = | 0.0037 | 0.0037 | 0.0037 | 0.0037 | 0.0037 | 0.0037 | 0.0037 | 0.0037 | 0.0037 | 0.0037 | 0.0037 | kPa |
| | Δσ _{pr} = | -4.211.30 | -4.211.30 | -4.211.30 | -4.211.30 | -4.211.30 | -4.211.30 | -4.211.30 | -4.211.30 | -4.211.30 | -4.211.30 | -4.211.30 | kPa |
| | ΔPr = | -0.4445 | -0.4445 | -0.4445 | -0.4445 | -0.4445 | -0.4445 | -0.4445 | -0.4445 | -0.4445 | -0.4445 | -0.4445 | kN |
| Relaxação de Armaduras 2 | Δσ _{p,pr,σ_{pi}} = | 0.0000 | 0.0098 | 0.0088 | 0.0089 | 0.0090 | 0.0091 | 0.0092 | 0.0093 | 0.0093 | 0.0093 | 0.0093 | kPa |
| | Δσ _{pr} = | 0.00 | -13.433.30 | -11.833.65 | -12.042.80 | -12.226.98 | -12.384.97 | -12.515.72 | -12.618.34 | -12.692.15 | -12.736.63 | -12.751.50 | kPa |
| | ΔPr = | 0.0000 | -2.8355 | -3.7468 | -3.8130 | -3.8713 | -3.9213 | -3.9627 | -3.9952 | -4.0186 | -4.0327 | -4.0374 | kN |
| Relaxação de Armaduras 1 | Δσ _{p,pr,σ_{pi}} = | 0.0000 | 0.0096 | 0.0086 | 0.0087 | 0.0089 | 0.0091 | 0.0092 | 0.0092 | 0.0092 | 0.0092 | 0.0092 | kPa |
| | Δσ _{pr} = | 0.00 | -13.229.63 | -11.545.26 | -11.783.99 | -11.994.79 | -12.176.03 | -12.326.30 | -12.444.43 | -12.529.48 | -12.580.78 | -12.597.93 | kPa |
| | ΔPr = | 0.0000 | -2.7925 | -3.6555 | -3.7310 | -3.7978 | -3.8552 | -3.9028 | -3.9402 | -3.9671 | -3.9833 | -3.9888 | kN |
| Relaxação das armaduras | ΔN _r = | -0.4445 | -6.0725 | -7.8467 | -7.9885 | -8.1136 | -8.2210 | -8.3099 | -8.3798 | -8.4301 | -8.4605 | -8.4706 | kN |
| | ΔM _r = | 0.1078 | -0.9835 | -1.3270 | -1.3547 | -1.3791 | -1.4000 | -1.4174 | -1.4310 | -1.4408 | -1.4468 | -1.4487 | kN.m |
| Retração do Betão | ε _{cs} = | -0.211 | -0.211 | -0.211 | -0.211 | -0.211 | -0.211 | -0.211 | -0.211 | -0.211 | -0.211 | -0.211 | mm/m |
| | ΔN _{cs} = | 300.5661 | 300.5661 | 300.5661 | 300.5661 | 300.5661 | 300.5661 | 300.5661 | 300.5661 | 300.5661 | 300.5661 | 300.5661 | kN |
| | ΔM _{cs} = | -1.9471 | -1.9471 | -1.9471 | -1.9471 | -1.9471 | -1.9471 | -1.9471 | -1.9471 | -1.9471 | -1.9471 | -1.9471 | kN.m |
| Fluência do Betão | ε _c = | 2.353 | 2.353 | 2.353 | 2.353 | 2.353 | 2.353 | 2.353 | 2.353 | 2.353 | 2.353 | 2.353 | kN |
| | ΔN _{cc} = | 0.0000 | 594.0935 | 838.9129 | 841.1564 | 843.1008 | 844.7461 | 846.0922 | 847.1392 | 847.8870 | 848.3357 | 848.4853 | kN |
| | ΔM _{cc} = | 0.0000 | 44.5735 | 72.5243 | 63.2281 | 55.1714 | 48.3542 | 42.7765 | 38.4382 | 35.3395 | 33.4803 | 32.8605 | kN.m |
| Total r+cs+cc | ΔN _{r+cs+cc} = | 300.122 | 888.587 | 1.131.632 | 1.133.734 | 1.135.553 | 1.137.091 | 1.138.348 | 1.139.325 | 1.140.023 | 1.140.441 | 1.140.581 | kN |
| | ΔM _{r+cs+cc} = | -1.839 | 41.643 | 69.250 | 59.926 | 51.845 | 45.007 | 39.412 | 35.060 | 31.952 | 30.086 | 29.465 | kN.m |
| Variações totais | ε ₀ = | -0.183919 | -0.537843 | -0.682646 | -0.685258 | -0.687521 | -0.689435 | -0.691000 | -0.692216 | -0.693085 | -0.693607 | -0.693780 | mm/m |
| | 1/ro = | 0.000077 | -0.000641 | -0.001115 | -0.000943 | -0.000794 | -0.000667 | -0.000564 | -0.000484 | -0.000426 | -0.000392 | -0.000381 | mm/m |
| Tensões no Betão para impedir r+cs+cc | σ _{res,topo} = | 4215.8551 | 5972.4259 | 5394.8448 | 6686.8963 | 7806.6744 | 8754.1789 | 9529.4098 | 10132.3672 | 10563.0511 | 10821.4614 | 10907.5982 | kPa |
| | σ _{res,base} = | 4215.8551 | 18643.6778 | 25795.3661 | 24658.5610 | 23673.3299 | 22839.6728 | 22157.5897 | 21627.0807 | 21248.1456 | 21020.7846 | 20944.9976 | kPa |
| | σ _{res,p1} = | 4215.8551 | 18010.1152 | 24775.3401 | 23759.9778 | 22879.9971 | 22135.3981 | 21526.1807 | 21052.3450 | 20713.8909 | 20510.8185 | 20443.1276 | kPa |
| | σ _{res,p2} = | 4215.8551 | 17249.8401 | 23551.3088 | 22681.6779 | 21927.9978 | 21290.2685 | 20768.4899 | 20362.6622 | 20072.7852 | 19898.8591 | 19840.8837 | kPa |
| | σ _{res,p3} = | 4215.8551 | 6567.9747 | 6353.6693 | 7531.5646 | 8552.4072 | 9416.1971 | 10122.9343 | 10672.6188 | 11065.2505 | 11300.8296 | 11379.3559 | kPa |
| Variação de Tensões no intervalo (t-to) | Δσ _{c,topo} = | 134.2002 | -1368.5389 | -2320.2553 | -1994.7966 | -1712.7470 | -1474.1004 | -1278.8516 | -1126.9960 | -1018.5303 | -953.4519 | -931.7593 | kPa |
| | Δσ _{c,base} = | 899.0899 | 4901.2342 | 6943.2798 | 6558.8169 | 6225.6758 | 5943.8315 | 5713.2623 | 5533.9499 | 5405.8801 | 5329.0424 | 5303.4305 | kPa |
| | Δσ _{c,p1} = | 860.8454 | 4587.7456 | 6480.1031 | 6131.1362 | 5828.7546 | 5572.9349 | 5363.6566 | 5200.9026 | 5084.6596 | 5014.9177 | 4991.6710 | kPa |
| | Δσ _{c,p2} = | 814.9520 | 4211.5592 | 5924.2910 | 5617.9194 | 5352.4493 | 5127.8590 | 4944.1297 | 4801.2459 | 4699.1949 | 4637.9680 | 4617.5596 | kPa |
| | Δσ _{c,p3} = | 170.1500 | -1073.8595 | -1884.8691 | -1592.7767 | -1339.6411 | -1125.4576 | -950.2222 | -813.9316 | -716.5831 | -658.1747 | -638.7054 | kPa |
| | Δσ _{p1} = | -33068.2536 | -145525.6214 | -191870.0852 | -185540.5721 | -180058.3310 | -175421.9736 | -171630.2935 | -168682.2814 | -166577.1382 | -165314.2858 | -164893.3741 | kPa |
| | Δσ _{p2} = | -33520.5963 | -141943.5625 | -185572.2525 | -180229.7061 | -175601.9034 | -171687.8392 | -168486.6435 | -165997.5917 | -164220.1116 | -163153.7901 | -162798.3774 | kPa |
| | Δσ _{p3} = | -44087.3132 | -79532.1326 | -85413.4761 | -84144.2873 | -81071.0397 | -78113.8678 | -7431.1118 | -7961.6475 | -8338.6360 | -8564.0425 | -8639.0468 | kPa |
| Tensões e extensões para t=0 | σ _{c,topo} = | 899.0899 | -11222.1238 | -16485.7093 | -15739.5214 | -15083.3856 | -14521.3536 | -14056.8489 | -13692.6694 | -13430.9894 | -13273.3610 | -13220.7147 | kPa |
| | σ _{c,p1} = | 860.8454 | -10866.3701 | -15934.9166 | -15265.2779 | -14677.3924 | -14174.4920 | -13759.3086 | -13434.0750 | -13200.5266 | -13059.9023 | -13012.9449 | kPa |
| | σ _{c,p2} = | 814.9520 | -10434.7435 | -15261.6426 | -14686.6323 | -14182.7604 | -13752.3990 | -13397.5537 | -13119.8640 | -12920.6043 | -12800.6847 | -12760.6509 | kPa |
| | σ _{c,p3} = | 170.1500 | -3827.9385 | -4390.0362 | -5461.0462 | -6379.3682 | -7149.2321 | -7774.2228 | -8257.2769 | -8600.6808 | -8806.0690 | -8874.4227 | kPa |
| | ε _{base} = | -0.2043 | -0.4048 | -0.4112 | -0.4871 | -0.5528 | -0.6084 | -0.6540 | -0.6894 | -0.7147 | -0.7298 | -0.7349 | mm/m |
| | ε _{topo} = | -0.1660 | -0.9947 | -1.4025 | -1.3407 | -1.2871 | -1.2418 | -1.2047 | -1.1758 | -1.1552 | -1.1428 | -1.1387 | mm/m |
| Pré-Esforço Final | Fp01 = | 0.0000 | 258.9302 | 364.7491 | 368.0998 | 371.0027 | 373.4582 | 375.4667 | 377.0286 | 378.1440 | 378.8132 | 379.0362 | kN |
| | Fp02 = | 0.0000 | 260.3585 | 368.3666 | 371.2115 | 373.6763 | 375.7614 | 377.4670 | 378.7933 | 379.7406 | 380.4983 | 380.4983 | |

(continuação)

| | | | | | | | | | | | | | | |
|---|----------------------------|-----------|------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-----------|----|
| | Mgo = | 0.0000 | 16.7373 | 32.1170 | 45.6873 | 57.4482 | 67.3998 | 75.5420 | 81.8748 | 86.3982 | 89.1123 | 90.0170 | kN.m | |
| | Sg (PP) = | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | 1.809375 | kN/m | |
| | F, aplicado = | | | | | | | | | | | | | |
| | Mg = | 0.0000 | 32.7210 | 66.2810 | 99.8410 | 133.4010 | 166.9610 | 200.5210 | 234.0810 | 234.0810 | 234.0810 | 234.0810 | kN.m | |
| Aplicar carga de ensaio | $\Delta \sigma =$ | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 | mm/m | |
| | $\Delta 1/ro =$ | 0.000000 | 0.000221 | 0.000447 | 0.000674 | 0.000900 | 0.001127 | 0.001353 | 0.001580 | 0.001580 | 0.001580 | 0.001580 | mm/m | |
| Variação de Extensões no Betão | $\sigma_{c,topo} =$ | 0.00000 | -0.05860 | -0.11871 | -0.17881 | -0.23892 | -0.29902 | -0.35913 | -0.41923 | -0.41923 | -0.41923 | -0.41923 | mm/m | |
| | $\sigma_{c,base} =$ | 0.00000 | 0.05181 | 0.10496 | 0.15810 | 0.21124 | 0.26438 | 0.31752 | 0.37067 | 0.37067 | 0.37067 | 0.37067 | mm/m | |
| | $\sigma_{r,p1} =$ | 0.00000 | 0.04629 | 0.09377 | 0.14125 | 0.18873 | 0.23621 | 0.28369 | 0.33117 | 0.33117 | 0.33117 | 0.33117 | mm/m | |
| | $\sigma_{r,p2} =$ | 0.00000 | 0.03967 | 0.08035 | 0.12104 | 0.16172 | 0.20241 | 0.24309 | 0.28378 | 0.28378 | 0.28378 | 0.28378 | mm/m | |
| | $\sigma_{r,p3} =$ | 0.00000 | -0.05341 | -0.10819 | -0.16298 | -0.21776 | -0.27254 | -0.32732 | -0.38211 | -0.38211 | -0.38211 | -0.38211 | mm/m | |
| Pré-esforço após carregamento | Fp01 = | 0.0000 | 260.8545 | 370.5962 | 376.9074 | 382.7708 | 388.1868 | 393.1558 | 397.6781 | 398.7936 | 399.4627 | 399.6858 | kN | |
| | Fp02 = | 0.0000 | 262.0075 | 373.3768 | 378.7586 | 383.7602 | 388.3822 | 392.6246 | 396.4877 | 397.4350 | 398.0033 | 398.1927 | kN.m | |
| | Fp03 = | 104.3245 | 104.3245 | 104.3245 | 104.3245 | 104.3245 | 104.3245 | 104.3245 | 104.3245 | 104.3245 | 104.3245 | 104.3245 | kN | |
| Relaxação de Armaduras 3 | $\Delta \sigma_{pr} =$ | 0.0018 | 0.0018 | 0.0018 | 0.0018 | 0.0018 | 0.0018 | 0.0018 | 0.0018 | 0.0018 | 0.0018 | 0.0018 | kPa | |
| | $\Delta \sigma_{pr} =$ | -1.795.14 | -1.795.14 | -1.795.14 | -1.795.14 | -1.795.14 | -1.795.14 | -1.795.14 | -1.795.14 | -1.795.14 | -1.795.14 | -1.795.14 | kN | |
| | $\Delta Pr =$ | -0.1895 | -0.1895 | -0.1895 | -0.1895 | -0.1895 | -0.1895 | -0.1895 | -0.1895 | -0.1895 | -0.1895 | -0.1895 | kN | |
| Relaxação de Armaduras 2 | $\Delta \sigma_{pr} =$ | 0.0000 | 0.0020 | 0.0015 | 0.0016 | 0.0018 | 0.0019 | 0.0020 | 0.0022 | 0.0022 | 0.0022 | 0.0022 | kPa | |
| | $\Delta \sigma_{pr} =$ | 0.00 | -2.539.44 | -1.732.66 | -1.924.58 | -2.121.56 | -2.312.12 | -2.520.46 | -2.716.56 | -2.766.88 | -2.797.52 | -2.807.80 | -2.807.80 | kN |
| | $\Delta Pr =$ | 0.0000 | -0.5360 | -0.5486 | -0.6094 | -0.6717 | -0.7349 | -0.7980 | -0.8601 | -0.8761 | -0.8857 | -0.8857 | kN | |
| Relaxação de Armaduras 1 | $\Delta \sigma_{pr} =$ | 0.0000 | 0.0020 | 0.0014 | 0.0016 | 0.0017 | 0.0019 | 0.0021 | 0.0022 | 0.0023 | 0.0023 | 0.0023 | kPa | |
| | $\Delta \sigma_{pr} =$ | 0.00 | -2.455.61 | -1.640.99 | -1.856.32 | -2.081.08 | -2.312.32 | -2.546.58 | -2.779.95 | -2.840.67 | -2.877.72 | -2.890.18 | -2.890.18 | kN |
| | $\Delta Pr =$ | 0.0000 | -0.5183 | -0.5196 | -0.5877 | -0.6589 | -0.7321 | -0.8063 | -0.8802 | -0.8994 | -0.9111 | -0.9151 | kN | |
| Relaxação das armaduras | $\Delta Nr =$ | 0.0000 | -1.2438 | -1.2576 | -1.2586 | -1.5201 | -1.6565 | -1.7938 | -1.9298 | -1.9649 | -1.9864 | -1.9936 | kN | |
| | $\Delta Mr =$ | 0.0000 | -0.1581 | -0.1816 | -0.1898 | -0.2130 | -0.2387 | -0.2665 | -0.2932 | -0.3001 | -0.3043 | -0.3057 | kN | |
| | $\sigma_{cs} =$ | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.005 | mm/m | |
| Retração do Betão | $\Delta N_{cs} =$ | -11.2739 | -11.2739 | -11.2739 | -11.2739 | -11.2739 | -11.2739 | -11.2739 | -11.2739 | -11.2739 | -11.2739 | -11.2739 | kN | |
| | $\Delta M_{cs} =$ | 0.0461 | 0.0461 | 0.0461 | 0.0461 | 0.0461 | 0.0461 | 0.0461 | 0.0461 | 0.0461 | 0.0461 | 0.0461 | kN | |
| | $\Delta M_{cc} =$ | 0.900 | 0.900 | 0.900 | 0.900 | 0.900 | 0.900 | 0.900 | 0.900 | 0.900 | 0.900 | 0.900 | mm/m | |
| Fluência do Betão | $\Delta N_{cc} =$ | 0.0000 | 2.9030 | 5.8805 | 8.8580 | 11.8355 | 14.8129 | 17.7904 | 20.7679 | 20.7679 | 20.7679 | 20.7679 | kN | |
| | $\Delta M_{cc} =$ | 0.0000 | -12.0289 | -24.3662 | -36.7035 | -49.0408 | -61.3781 | -73.7154 | -86.0527 | -86.0527 | -86.0527 | -86.0527 | kN/m | |
| | $\Delta N_{r+cs+cc} =$ | -11.274 | -9.615 | -6.851 | -3.802 | -0.959 | 1.883 | 4.723 | 7.584 | 7.529 | 7.508 | 7.500 | kN | |
| | $\Delta M_{r+cs+cc} =$ | 0.046 | -12.142 | -24.482 | -36.844 | -49.208 | -61.572 | -73.936 | -86.300 | -86.307 | -86.311 | -86.312 | kN/m | |
| Variações totais | $\Delta \sigma =$ | 0.004552 | 0.003390 | 0.001696 | 0.000047 | -0.001600 | -0.003246 | -0.004891 | -0.006537 | -0.006523 | -0.006515 | -0.006512 | mm/m | |
| | $\Delta 1/ro =$ | -0.000001 | 0.000148 | 0.000300 | 0.000451 | 0.000603 | 0.000755 | 0.000906 | 0.001058 | 0.001058 | 0.001058 | 0.001058 | mm | |
| | $\sigma_{res,topo} =$ | -158.1316 | 1509.8994 | 3220.7005 | 4931.5015 | 6642.3026 | 8353.1036 | 10063.9047 | 11774.7057 | 11774.7057 | 11774.7057 | 11774.7057 | kPa | |
| Tensões no Betão para impedir r+cs+cc | $\sigma_{res,base} =$ | -158.1316 | -1632.9330 | -3145.5498 | -4658.1665 | -6170.7833 | -7683.4001 | -9196.0169 | -10708.6337 | -10708.6337 | -10708.6337 | -10708.6337 | kPa | |
| | $\sigma_{res,p1} =$ | -158.1316 | -1475.7913 | -2827.2372 | -4178.6831 | -5530.1290 | -6881.5750 | -8233.0209 | -9584.4668 | -9584.4668 | -9584.4668 | -9584.4668 | kPa | |
| | $\sigma_{res,p2} =$ | -158.1316 | -1287.2214 | -2445.2622 | -3603.3031 | -4761.3439 | -5919.3847 | -7077.4256 | -8235.4664 | -8235.4664 | -8235.4664 | -8235.4664 | kPa | |
| | $\sigma_{res,p3} =$ | -158.1316 | 1362.1863 | 2921.4867 | 4480.7871 | 6040.0875 | 7599.3879 | 9158.6884 | 10717.9888 | 10717.9888 | 10717.9888 | 10717.9888 | kPa | |
| Variação de Tensões no intervalo (t-to) | $\Delta \sigma_{c,topo} =$ | -5.6139 | 371.3483 | 758.1789 | 1144.1540 | 1530.0940 | 1916.0115 | 2301.9211 | 2687.8388 | 2687.5817 | 2687.4249 | 2687.3722 | kPa | |
| | $\Delta \sigma_{c,base} =$ | -21.7560 | -424.2754 | -867.2538 | -1306.7626 | -1746.1322 | -2185.4144 | -2624.6687 | -3063.9610 | -3062.9047 | -3062.2609 | -3062.0446 | kPa | |
| | $\Delta \sigma_{r,p1} =$ | 854.2292 | 4339.7895 | 11069.7041 | 16789.9330 | 22501.5350 | 28207.1717 | 33909.9579 | 39613.3993 | 39558.8485 | 39525.5571 | 39514.3653 | kPa | |
| | $\Delta \sigma_{r,p2} =$ | 860.2598 | 3379.0110 | 9206.7990 | 14054.5359 | 18897.9493 | 23739.2601 | 28580.9386 | 33425.6537 | 33381.0039 | 33353.8322 | 33344.7107 | kPa | |
| | $\Delta \sigma_{r,p3} =$ | -850.1514 | -8197.8370 | -15741.5545 | -23289.3272 | -30837.2675 | -38385.3154 | -45933.4024 | -53481.4519 | -53482.6698 | -53483.4107 | -53483.6600 | kPa | |
| Tensões e extensões aos 90 dias | $\sigma_{c,topo} =$ | 128.5883 | -6579.9481 | -10081.7227 | -14487.4533 | -18723.9992 | -22796.4316 | -26709.0451 | -30465.3541 | -30842.5997 | -31068.1630 | -31143.2200 | kPa | |
| | $\sigma_{c,base} =$ | 877.3349 | -8532.9296 | -11046.1914 | -7546.2102 | -4136.1418 | -820.0899 | 2398.4626 | 5516.6519 | 5779.3882 | 5937.6605 | 5990.5230 | kPa | |
| | $\sigma_{r,topo} =$ | 0.0048 | -0.0946 | -0.1966 | -0.2986 | -0.4006 | -0.5026 | -0.6046 | -0.7066 | -0.7066 | -0.7066 | -0.7066 | mm/m | |
| | $\sigma_{r,base} =$ | 0.0043 | 0.0900 | 0.1770 | 0.2641 | 0.3511 | 0.4382 | 0.5253 | 0.6124 | 0.6124 | 0.6124 | 0.6124 | mm/m | |
| Pré-Esforço Final | Fp01 = | 0.0000 | 261.7706 | 374.1010 | 382.2234 | 389.8952 | 397.1177 | 403.8924 | 410.2205 | 411.3187 | 411.9773 | 412.1968 | kN | |
| | Fp02 = | 0.0000 | 262.7207 | 376.2919 | 383.2085 | 389.7437 | 395.8985 | 401.6739 | 407.0710 | 408.0041 | 408.5638 | 408.7503 | kN | |
| | Fp03 = | 100.7058 | 100.7058 | 100.7058 | 100.7058 | 100.7058 | 100.7058 | 100.7058 | 100.7058 | 100.7058 | 100.7058 | 100.7058 | kN | |
| t=-127 d | (1/r)m = | 0.000000 | -0.000539 | -0.000868 | -0.000765 | -0.000675 | -0.000599 | -0.000537 | -0.000489 | -0.000455 | -0.000434 | -0.000427 | m | |
| | R = | 0.000000 | -0.000539 | -0.001407 | -0.002171 | -0.002846 | -0.003446 | -0.003983 | -0.004472 | -0.004926 | -0.005360 | -0.005574 | m | |
| | $\delta =$ | 0.000000 | -0.005367 | -0.010361 | -0.014540 | -0.017954 | -0.020691 | -0.022827 | -0.024424 | -0.025530 | -0.026180 | -0.026394 | m | |
| t=0 | (1/r)m = | 0.000077 | -0.001180 | -0.001983 | -0.001707 | -0.001469 | -0.001267 | -0.001101 | -0.000973 | -0.000881 | -0.000826 | -0.000808 | m | |
| | R = | 0.000077 | -0.001103 | -0.003086 | -0.004793 | -0.006262 | -0.007528 | -0.008630 | -0.009603 | -0.010484 | -0.011310 | -0.011713 | m | |
| | $\delta =$ | 0.000000 | -0.011273 | -0.021706 | -0.030292 | -0.037165 | -0.042565 | -0.046894 | -0.049718 | -0.051763 | -0.052923 | -0.053253 | m | |
| t=+0 | (1/r)m = | 0.000077 | -0.000959 | -0.001535 | -0.001033 | -0.000568 | -0.000140 | 0.000252 | 0.000607 | 0.000699 | 0.000754 | 0.000772 | m | |
| | R = | 0.000077 | -0.000882 | -0.002418 | -0.003451 | -0.004019 | -0.004159 | -0.003907 | -0.003300 | -0.002602 | -0.001848 | -0.001462 | m | |
| | $\delta =$ | 0.000000 | -0.001305 | -0.001736 | -0.000766 | 0.001242 | 0.003823 | 0.006548 | 0.009026 | 0.010929 | 0.012139 | 0.012599 | m | |
| t=90 d | (1/r)m = | 0.000076 | -0.000811 | -0.001236 | -0.000582 | 0.000035 | 0.000615 | 0.001158 | 0.001665 | 0.001757 | 0.001812 | 0.001830 | m | |
| | R = | 0.000076 | -0.000735 | -0.001971 | -0.002553 | -0.002518 | -0.001903 | -0.000744 | 0.000921 | 0.002678 | 0.004490 | 0.005405 | m | |
| | $\delta =$ | 0.000000 | 0.005030 | 0.010901 | 0.017802 | 0.025253 | 0.032676 | 0.039527 | 0.045297 | 0.049557 | 0.052175 | 0.053101 | m | |