

AÇOS DE DUCTILIDADE ESPECIAL EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO – APLICAÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DE PONTE RODOVIÁRIA

João Miguel dos Santos Pereira da Rocha

Relatório de Dissertação submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António Abel Ribeiro Henriques

FEVEREIRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais,

AGRADECIMENTOS

A realização deste trabalho não seria possível sem o apoio de diversas pessoas que, talvez até sem se darem conta, deram um grande contributo para a sua realização. Deixo aqui uma mensagem de sincero agradecimento e reconhecimento àquelas cujo contributo foi mais importante.

Aos meus pais todo o apoio e o incentivo que sempre me deram ao longo da minha vida. São sem dúvida eles os principais responsáveis por tudo o que eu consegui alcançar até hoje.

Agradeço também ao meu irmão pelo interesse demonstrado e pelo apoio que me deu na realização deste trabalho.

Deixo também uma mensagem de agradecimento ao meu orientador, o Professor Abel Henriques, pela total disponibilidade que sempre demonstrou e por toda a ajuda que me deu de modo a tornar o meu trabalho mais completo.

Queria também agradecer ao Professor Carlos Sousa pela simpatia e disponibilidade que sempre demonstrou e pela ajuda que me deu numa fase importante deste trabalho.

Por último deixo uma mensagem de agradecimento a todos os meus amigos, que me acompanharam ao longo do meu percurso académico, e que certamente continuarão presentes no meu futuro, sem o apoio dos quais a realização deste trabalho não seria possível.

RESUMO

O dimensionamento de estruturas seguras e eficientes é, desde sempre, o principal objectivo dos engenheiros. A necessidade de garantir que as estruturas apresentem uma capacidade de aviso suficiente antes de atingirem a rotura, de modo a que os seus utilizadores se apercebam da existência de problemas estruturais, torna-se portanto um requisito fundamental.

Para que tal seja possível há que, na fase de projecto, se proceder ao dimensionamento de secções com boas características de ductilidade, que para além de permitirem maiores deformações por parte da estrutura, apresentem ainda como vantagem o facto de tornarem possível que esta proporcione um melhor comportamento para situações próximas da rotura. De facto, o dimensionamento de secções dúcteis permite que se proceda à redistribuição dos esforços actuantes nas estruturas, dimensionando-as dessa forma de um modo mais adequado ao comportamento exibido para valores de carga elevados.

Ao longo deste trabalho serão indicadas medidas que permitem melhorar a ductilidade das secções de betão armado, sendo dedicada uma atenção especial à utilização de aços de ductilidade especial. Pretende-se avaliar em que medida é que a utilização deste tipo de aços é benéfica para o comportamento da estrutura, nomeadamente no que se refere ao aumento de capacidade de rotação e redistribuição de esforços e ainda dos possíveis aumentos da capacidade resistente das próprias estruturas.

De modo a avaliar as variações no comportamento exibido por secções de betão armado com características de ductilidade distintas, tendo para este efeito sido realizados dimensionamentos para diversas percentagens de redistribuição e utilizando aços com características de ductilidade distintas, levou-se a cabo a realização de alguns exemplos práticos, entre os quais se inclui uma ponte rodoviária. Procedendo a uma análise não linear das várias situações estudadas, pretende-se clarificar os parâmetros que influenciam a ductilidade das secções e avaliar em que medida é que a utilização de secções mais dúcteis é benéfica para um aumento da eficiência e da capacidade resistente estrutural.

PALAVRAS-CHAVE: betão armado, ductilidade, redistribuição, rótulas plásticas, análise não linear.

ABSTRACT

Designing safe and simultaneously efficient structures has always been the main objective of engineers. The need to ensure that structures guarantee a sufficient capacity of deformation before they collapse, to give users a warning of a possible structural problem is therefore essential.

In order to obtain safe and efficient structures, it is necessary to design structural elements with adequate ductility. This way, it is required to increase the deformation capacity of structures to provide a better behavior when they are subjected to high load near failure. In fact, designing ductile elements makes it possible to proceed to stresses redistribution on structures, which allows the designed elements to have a more suitable behaviour under higher load cases.

In the present work details on how to increase the ductility of reinforced concrete elements will be given, paying special attention to the use of special ductility steels. The objective is to evaluate if the use of this kind of steel brings any benefits to the behavior of the structures, especially if it allows to increase the rotation and redistribution capacity and also if it allows any increase to the resistant capacity.

In order to evaluate differences in the behavior exhibited by reinforced concrete structures with different ductility, some practical examples will be studied, including a reinforced concrete bridge. The purpose of performing a non-linear analysis of the several cases studied is to clarify the parameters that influence section ductility and also to understand if designing ductile sections is indeed benefic to the increase of efficiency and resistant capacity of the structures.

Keywords: reinforced concrete, ductility, redistribution, plastic hinges, non-linear analysis.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V

1. INTRODUÇÃO 21

1.1. OBJECTIVOS DA TESE	21
1.2. ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	21

2. AÇO ESTRUTURAL – EVOLUÇÃO, CLASSES, CARACTERÍSTICAS E ENSAIOS NORMALIZADOS 23

2.1. INTRODUÇÃO	23
2.2. PROCESSO DE FABRICO DO AÇO ESTRUTURAL - EVOLUÇÃO	23
2.3. HISTÓRIA RECENTE DO AÇO EM PORTUGAL	27
2.4. ENSAIOS MECÂNICOS	28
2.4.1. ENSAIO DE TRACÇÃO	28
2.4.2. ENSAIO DE DOBRAGEM	28
2.4.3. ENSAIO DE DOBRAGEM-DESDOBRAGEM.....	29
2.4.4. ENSAIO DE FADIGA.....	30
2.4.5. ENSAIO DE CARGA CÍCLICA, RESISTÊNCIA À FADIGA OLIGOCÍCLICA	31
2.5. COMPORTAMENTO DO AÇO À TRACÇÃO.....	32
2.6. CARACTERÍSTICAS DOS AÇOS PARA ARMADURAS DE BETÃO ARMADO	33
2.6.1. AÇOS DE DUCTILIDADE ALTA E NORMAL – NORMAS PORTUGUESAS.....	33
2.6.2. AÇOS DE DUCTILIDADE ESPECIAL – NORMAS PORTUGUESAS.....	34
2.6.3. COMPARAÇÃO DAS EXIGÊNCIAS REGULAMENTARES PORTUGUESAS	34
2.6.4. AÇOS DE DUCTILIDADE ESPECIAL – ESTUDO EXPERIMENTAL	35
2.6.5. MARCAS DE IDENTIFICAÇÃO.....	36

3. DUCTILIDADE 39

3.1. INTRODUÇÃO	39
3.2. DUCTILIDADE – DEFINIÇÃO E VANTAGENS.....	39
3.3. INDICADORES DE DUCTILIDADE NOS AÇOS	40

3.3.1. EXTENSÃO TOTAL NA FORÇA MÁXIMA (A_{GT}).....	40
3.3.2. RELAÇÃO ENTRE A TENSÃO DE ROTURA E A TENSÃO DE CEDÊNCIA (R_M/R_E).....	41
3.3.3. EXTENSÃO APÓS ROTURA.....	41
3.3.4. TENACIDADE.....	42
3.3.5. ÍNDICE DE TENACIDADE.....	47
3.3.6. FACTOR DE DUCTILIDADE.....	47
3.3.7. ENERGIA PLÁSTICA NA ZONA DE ENDURECIMENTO.....	47
3.3.8. COEFICIENTE DE ESTRICÇÃO.....	48
3.3.9. RESILIÊNCIA.....	48
3.4. MEDIDAS PARA GARANTIR SECÇÕES DÚCTEIS.....	48
3.5. REGULAMENTOS EM VIGOR	49
3.5.1. EUROCÓDIGO 2: PROJECTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO.....	49
3.5.2. CÓDIGO MODELO CEB-FIP 1990.....	50
3.5.3. NORMA ESPANHOLA – INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL	50
3.5.4. REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO.....	50
3.5.5. ANÁLISE COMPARATIVA DOS DIFERENTES REGULAMENTOS	51

4. COMPORTAMENTO DE SECÇÕES DE BETÃO ARMADO E MÉTODOS DE CÁLCULO..... 53

4.1. INTRODUÇÃO	53
4.2. COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS ISOSTÁTICAS DE BETÃO ARMADO	53
4.2.1. FASES DO COMPORTAMENTO DE SECÇÕES DE BETÃO ARMADO ATÉ À ROTURA	53
4.2.2. TIPOS DE ROTURA EM FLEXÃO DE SECÇÕES DE BETÃO ARMADO.....	57
4.2.2.1. Rotura frágil por insuficiência de armadura de tracção.....	57
4.2.2.2. Rotura frágil por compressão excessiva do betão	57
4.2.2.3. Rotura dúctil.....	57
4.2.3. ESFORÇO TRANSVERSO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO.....	59
4.2.4. RESISTÊNCIA E DUCTILIDADE DAS SECÇÕES – PARÂMETROS SIGNIFICATIVOS.....	61
4.3. COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS HIPERESTÁTICAS DE BETÃO ARMADO.....	64
4.4. DIMENSIONAMENTO DE SECÇÕES DE BETÃO ARMADO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	68
4.4.1. PROFUNDIDADE DO EIXO NEUTRO	68
4.4.2. CURVATURA ÚLTIMA	69
4.4.3. MOMENTO ÚLTIMO.....	71

4.5. MÉTODOS DE CÁLCULO	73
4.5.1. <i>ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR</i>	73
4.5.2. <i>ANÁLISE NÃO LINEAR.....</i>	74
4.5.3. <i>ANÁLISE LINEAR COM REDISTRIBUIÇÃO LIMITADA</i>	75
 5. ANÁLISE ESTRUTURAL DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO	 77
5.1. INTRODUÇÃO	77
5.2. ANÁLISE LINEAR COM REDISTRIBUIÇÃO LIMITADA DE ESFORÇOS	77
5.2.1. <i>MÉTODO ESTÁTICO.....</i>	79
5.2.2. <i>MÉTODO CINEMÁTICO</i>	80
5.2.3. <i>TEOREMA DA UNICIDADE</i>	80
5.2.4. <i>REGULAMENTOS.....</i>	81
5.2.4.1. <i>Eurocódigo 2</i>	81
5.2.4.2. <i>Método ACI.....</i>	82
5.2.4.3. <i>Código Modelo CEB-FIP 1990</i>	84
5.2.4.4. <i>REBAP.....</i>	84
5.2.4.5. <i>Comparação dos diversos regulamentos analisados</i>	85
5.3. METODOLOGIA PRÁTICA PARA O CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO UTILIZANDO A ANÁLISE LINEAR COM REDISTRIBUIÇÃO LIMITADA DE ESFORÇOS	87
5.4. RÓTULAS PLÁSTICAS.....	88
5.5. PROGRAMA DE CÁLCULO SECCAO.....	94
5.6. PROGRAMA DE CÁLCULO PLASTD 90	96
5.7. EXEMPLO PRÁTICO – VIGA BI-ENCASTRADA.....	97
5.7.1. <i>CLASSES DE AÇO CONSIDERADAS</i>	97
5.7.1.1. <i>Aço A 400 NR SD.....</i>	98
5.7.1.2. <i>Aço A 500 NR SD.....</i>	98
5.7.1.3. <i>Outros aços estudados.....</i>	98
5.7.2. <i>DIMENSIONAMENTO DA VIGA</i>	99
5.8. RESULTADOS OBTIDOS	102
5.8.1. <i>ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE DIMENSIONAMENTO OBTIDA SEM REDISTRIBUIÇÃO.....</i>	102
5.8.2. <i>ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE DIMENSIONAMENTO OBTIDA COM 10% DE REDISTRIBUIÇÃO</i>	103
5.8.3. <i>ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE DIMENSIONAMENTO OBTIDA COM 15% DE REDISTRIBUIÇÃO</i>	104
5.8.4. <i>ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE DIMENSIONAMENTO OBTIDA COM 20% DE REDISTRIBUIÇÃO</i>	105

5.8.5. ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE DIMENSIONAMENTO OBTIDA COM 25% DE REDISTRIBUIÇÃO.....	106
5.8.6. ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE DIMENSIONAMENTO OBTIDA COM 30 % DE REDISTRIBUIÇÃO.....	107
5.8.7. ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE DIMENSIONAMENTO PARA A QUAL SE OBTÉM A CARGA RESISTENTE MÁXIMA	108
5.9. ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES.....	109

6. DIMENSIONAMENTO DE PONTE RODOVIÁRIA DE BETÃO ARMADO 117

6.1. INTRODUÇÃO	117
6.2. APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA	117
6.2.1. GEOMETRIA DA ESTRUTURA EM ESTUDO.....	117
6.2.2. CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES	118
6.2.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA.....	119
6.3. MODELO DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO.....	120
6.4. ANÁLISE NÃO LINEAR DA ESTRUTURA E VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES REGULAMENTARES	125
6.4.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	126
6.4.2. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO.....	126
6.4.3. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO.....	127
6.4.4. COMPORTAMENTO ATÉ À ROTURA	127

7. CONCLUSÕES E HIPÓTESES DE DESENVOLVIMENTO FUTURO..... 129

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Forja Catalã (adaptado de Coutinho, 2005).	24
Figura 2.2 – Esquema representativo do funcionamento do Alto Forno (adaptado de Coutinho, 2005).	25
Figura 2.3 – Esquema representativo do Forno Eléctrico de Arco Voltaico (adaptado de Coutinho, 2005).	25
Figura 2.4 – Esquema representativo do ensaio de dobragem (adaptado de Coutinho, 2004).	29
Figura 2.5 – Esquema ilustrativo do ensaio de dobragem-desdobragem (adaptado de Coutinho, 2004).	29
Figura 2.6 – Diagram de Wöhler do aço para armaduras de betão armado (adaptado de ARCER, 2000a).	30
Figura 2.7 – Representação dos ciclos de fadiga (adaptado de ARCER, 2000a).	31
Figura 2.8 – Representação de um ciclo de histerese completo (adaptado de ARCER, 2000a).	31
Figura 2.9 – Comportamento à tracção do aço (adaptado de Pipa, 1993).	32
Figura 2.10 – Diagramas obtidos para o aço A 400 NR SD no estudo experimental (ARCER, 2000b).	35
Figura 2.11 – Diagramas obtidos para o aço A 500 NR SD no estudo experimental (ARCER, 2000b).	36
Figura 2.12 – Marcas de identificação do aço A 400 NR SD.	37
Figura 2.13 – Marcas de identificação do aço A 500 NR SD.	37
Figura 3.1 – Esquema ilustrativo da determinação da extensão após rotura.	41
Figura 3.2 – Diagrama bilinear adoptado pelo EC 2 (adaptado de ARCER, 2000a).	42
Figura 3.3 – Aumento da tensão de rotura (adaptado de ARCER, 2000a).	44
Figura 3.4 – Incremento da extensão sob carga máxima (adaptado de ARCER, 2000a).	45
Figura 3.5 – Comparação da resiliência em aços com diferentes graus de ductilidade (Coutinho, 2005).	48
Figura 4.1 – Comportamento de uma secção de betão armado sob acção de uma carga crescente até se atingir a rotura (adaptado de ARCER, 2003).	54
Figura 4.2 – Diagrama de Momento-Curvatura de uma secção de betão armado até à rotura (adaptado de ARCER, 2003).	55
Figura 4.3 – Distribuição de tensões e curvaturas num elemento fissurado (adaptado de ARCER, 2003).	56
Figura 4.4 – Diagrama de momento-curvatura para os diversos tipos de rotura numa secção de betão armado solicitada à flexão (adaptado de ARCER, 2003).	58
Figura 4.5 – Domínios de deformação (adaptado de ARCER, 2003).	58
Figura 4.6 – Tipos de rotura por corte de betão armado (adaptado de Figueiras, 2007).	59

Figura 4.7 – Mecanismo resistente ao esforço transversal de elementos sem armadura transversal (adaptado de Figueiras, 2007).....	60
Figura 4.8 – Modelo de treliça de Mörsch.....	61
Figura 4.9 – Exemplo ilustrativo de um diagrama de interação (adaptado de LNEC, 2004).....	62
Figura 4.10 – Influência da altura útil na ductilidade de secções de betão armado (adaptado de ARCER, 2003).....	63
Figura 4.11 – Influência da armadura de compressão na ductilidade de secções de betão armado (adaptado de ARCER, 2003).....	63
Figura 4.12 – Influência do tipo de secção adoptado na ductilidade de secções de betão armado (adaptado de ARCER, 2003).....	64
Figura 4.13 – Confinamento do betão (adaptado de MC 90).....	64
Figura 4.14 – Viga bi-encastada submetida a uma carga uniformemente distribuída (adaptado de ARCER, 2003).....	65
Figura 4.15 – Diagrama momento-curvatura simplificado (adaptado de ARCER, 2003).....	65
Figura 4.16 – Evolução dos momentos flectores numa viga bi-encastada sob a acção de uma carga uniformemente distribuída crescente até á rotura (adaptado de ARCER, 2003).....	66
Figura 4.17 – Tensões e deformações em estado limite último numa secção de betão armado sujeita a flexão composta (adaptado de ARCER, 2003).....	68
Figura 4.18 – Relação entre a profundidade do eixo neutro com a curvatura última (adaptado de ARCER, 2003).....	70
Figura 4.19 – Momento limite adimensional em função da posição do eixo neutro (adaptado de ARCER, 2003).....	71
Figura 4.20 – Ábaco de dimensionamento de secções rectangulares de betão armado submetidas a flexão simples com uma profundidade do eixo neutro pré-fixada (adaptado de ARCER, 2003).....	72
Figura 4.21 – Diagramas momento-curvatura obtidos através de uma análise linear e não linear (adaptado de ARCER, 2000a).....	74
Figura 5.1 – Teorema estático (adaptado de Figueiras, 2003).....	79
Figura 5.2 – Diagramas de momentos estaticamente admissíveis (adaptado de Figueiras, 2003).....	79
Figura 5.3 – Teorema cinemático (adaptado de Figueiras, 2003).....	80
Figura 5.4 – Teorema da unicidade (adaptado de Figueiras, 2003).....	81
Figura 5.5 – Método proposto no regulamento americano (adaptado de ARCER, 2000a).....	83
Figura 5.6 – Cálculo do momento plástico (adaptado de Figueiras, 2003).....	89
Figura 5.7 – Tipos de rótulas plásticas: flexional (esquerda) e de corte (direita) (adaptado de CEB, 1998).....	89
Figura 5.8 – Influência do diâmetro dos varões na capacidade de rotação de secções de betão armado (adaptado de CEB, 1998).....	91
Figura 5.9 – Viga contínua de dois tramos (adaptado de ARCER, 2003).....	92

Figura 5.10 – Rotação imposta numa secção qualquer (adaptado de ARCER, 2003).....	92
Figura 5.11 – Momento resultante da rotação imposta (adaptado de ARCER, 2003).....	93
Figura 5.12 – Momento hiperestático resultante da rotação imposta (adaptado de ARCER, 2003)....	93
Figura 5.13 – Efeito estrutural de uma rotação plástica numa estrutura hiperestática (adaptado de ARCER, 2003).....	93
Figura 5.14 – Cálculo do momento plástico (adaptado de ARCER, 2003).....	94
Figura 5.15 – Diagrama adoptado para o betão comprimido pelo MC 90 (adaptado de Henriques, 2002).....	95
Figura 5.16 – Diagrama de tension-stiffening para o betão traccionado (adaptado de Henriques, 2002).....	95
Figura 5.17 – Diagrama multilinear adaptado para o comportamento do aço.....	95
Figura 5.18 – Tipo de deformação associado à formulação de Timoshenko.....	96
Figura 5.19 – Viga bi-encastada utilizada no exemplo.....	97
Figura 5.20 – Traçados de resposta para uma viga bi-encastada considerando diferentes malhas de elementos finitos sem simulação de rótulas plásticas. (adaptado de Henriques, 1998).....	100
Figura 5.21 – Traçados de resposta para uma viga bi-encastada considerando diferentes malhas de elementos finitos com simulação de rótulas plásticas. (adaptado de Henriques, 1998).....	101
Figura 5.22 – Malha de elementos finitos adoptada (30 elementos de viga com 25 camadas de betão e 3 camadas de aço por elemento).....	102
Figura 5.23 – Resultados obtidos da análise à solução de dimensionamento sem redistribuição.....	103
Figura 5.24 – Resultados obtidos da análise à solução de dimensionamento com 10% de redistribuição.....	104
Figura 5.25 – Resultados obtidos da análise à solução de dimensionamento com 15% de redistribuição.....	105
Figura 5.26 – Resultados obtidos da análise à solução de dimensionamento com 20% de redistribuição.....	106
Figura 5.27 – Resultados obtidos da análise à solução de dimensionamento com 25% de redistribuição.....	107
Figura 5.28 – Resultados obtidos da análise à solução de dimensionamento com 30% de redistribuição.....	108
Figura 5.29 – Resultados obtidos da análise à solução de dimensionamento com 22% de redistribuição para a classe de aço A 400 NR SD.....	109
Figura 5.30 – Resultados obtidos para a classe de aço A 400 NR SD.....	110
Figura 5.31 – Resultados obtidos para a classe de aço A 500 NR SD.....	111
Figura 5.32 – Resultados obtidos para a classe de aço A 400 “antigo”.....	112
Figura 5.33 – Resultados obtidos para a classe de aço A 500 “antigo”.....	113
Figura 6.1 – Esquema representativo do traçado longitudinal.....	117

Figura 6.2 – Esquema representativo da secção transversal adoptada.....	118
Figura 6.3 – Esquema representativo do modelo adoptado para simular a estrutura no programa de cálculo automático SAP 2000.....	121
Figura 6.4 – Linha de influência de momentos flectores para a secção do pilar.....	121
Figura 6.5 – Linha de influência de momentos flectores para a secção do vão central.....	121
Figura 6.6 – Diagrama de momentos flectores para a situação de carga mais crítica para a ponte..	122
Figura 6.7 – Diagrama de momentos flectores obtido após a realização de uma redistribuição de 20% dos momentos nos pilares para a situação de carregamento mais prejudicial.....	122
Figura 6.8 –Esquema ilustrativo da disposição de armaduras longitudinais na secção de meio vão	122
Figura 6.9 – Diagramas de momento-curvatura obtidos para as secções críticas através do programa SECCAO.....	124
Figura 6.10 – Modelo utilizado no programa PLASTD 90 (56 elementos de viga com 34 camadas de betão e 2 camadas de aço por elemento).....	125
Figura 6.11 – Esquema representativo do diagrama de momentos flectores para a ponte em estado limite último e disposições de armadura.....	126
Figura 6.12 – Comportamento até à rotura da ponte obtido da análise não linear efectuada com o auxílio do programa PLASTD 90.....	128
Figura A1.1 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento negativo dimensionadas de acordo com uma análise elástica sem redistribuição.....	140
Figura A1.2 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento positivo dimensionadas de acordo com uma análise elástica sem redistribuição.....	140
Figura A1.3 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento negativo dimensionadas de acordo com uma análise linear com 10% de redistribuição.....	144
Figura A1.4 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento positivo dimensionadas de acordo com uma análise linear com 10% de redistribuição.....	145
Figura A1.5 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento negativo dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 15%.....	149
Figura A1.6 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento positivo dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 15%.....	149
Figura A1.7 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento negativo dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 20%.....	153
Figura A1.8 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento positivo dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 20%.....	153
Figura A1.9 – Diagramas Momento-Curvatura para a solução de dimensionamento obtida de acordo com uma análise com redistribuição de 25% (semelhante para as secções de momento negativo e positivo).....	156
Figura A1.10 - Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento negativo dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 30%.....	158

Figura A1.11 - Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento positivo dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 30%.....	158
Figura A1.12 – Diagrama Momento-Curvatura para as secções de momento negativo dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 22%.....	161
Figura A1.13 – Diagrama Momento-Curvatura para a secção de momento positivo dimensionada de acordo com uma análise com redistribuição de 22%.....	161

ÍNDICE DE TABELAS

Quadro 2.1 – Características mecânicas mínimas de aços de ductilidade alta e normal (LNEC).....	33
Quadro 2.2 – Características mecânicas mínimas de aços de ductilidade especial (LNEC).....	34
Quadro 2.3 – Características mecânicas mínimas garantidas pelos aços de ductilidade especial estudados.....	36
Quadro 3.1 – Análise comparativa dos diversos regulamentos em vigor.....	52
Quadro 5.1 – Análise comparativa das condições de aplicação da análise linear com redistribuição limitada de esforços segundo diversos regulamentos actuais.....	86
Quadro 5.2 – Cargas (kN/m) para as quais se formam as rótulas plásticas na estrutura.....	103
Quadro 5.3 – Cargas (kN/m) para as quais se formam as rótulas plásticas na estrutura.....	104
Quadro 5.4 – Cargas (kN/m) para as quais se formam as rótulas plásticas na estrutura.....	105
Quadro 5.5 – Cargas (kN/m) para as quais se formam as rótulas plásticas na estrutura.....	106
Quadro 5.6 – Cargas (kN/m) para as quais se formam as rótulas plásticas na estrutura.....	107
Quadro 5.7 – Cargas (kN/m) para as quais se formam as rótulas plásticas na estrutura.....	108
Quadro 5.8 – Cargas (kN/m) para as quais se formam as rótulas plásticas na estrutura.....	109
Quadro 6.1 – Quantificação dos valores característicos das acções actantes.....	119
Quadro 6.2 – Características das rótulas plásticas simuladas no programa PLASTD 90.....	125
Quadro 6.3 – Resultados obtidos no programa PLASTD 90 para a combinação quase permanente de acções.....	127
Quadro 6.4 – Resultados obtidos no programa PLASTD 90 para a combinação quase permanente de acções.....	127
Quadro A1.1 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para a secção de meio vão dimensionada de acordo com uma análise elástica sem redistribuição.....	141
Quadro A1.2 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de meio vão.....	141
Quadro A1.3 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para as secções de encastramento dimensionadas de acordo com uma análise elástica sem redistribuição.....	141
Quadro A1.4 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de encastramento.....	142
Quadro A1.5 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para a secção de meio vão dimensionada de acordo com uma análise com redistribuição de 10%.....	145
Quadro A1.6 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de meio vão.....	145
Quadro A1.7 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para as secções de encastramento dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 10%.....	146
Quadro A1.8 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de encastramento.....	146
Quadro A1.9 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para a secção de meio vão dimensionada de acordo com uma análise com redistribuição de 15%.....	150

Quadro A1.10 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de meio vão.....	150
Quadro A1.11 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para as secções de encastramento dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 15%.....	150
Quadro A1.12 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de encastramento.....	150
Quadro A1.13 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para a secção de meio vão dimensionada de acordo com uma análise com redistribuição de 20%.....	154
Quadro A1.14 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de meio vão.....	154
Quadro A1.15 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para as secções de encastramento dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 20%.....	154
Quadro A1.16 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de encastramento.....	154
Quadro A1.17 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para a secção de meio vão e para as secções de encastramento dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 25%.....	156
Quadro A1.18 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de meio vão e de encastramento.....	156
Quadro A1.19 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para a secção de meio vão dimensionada de acordo com uma análise com redistribuição de 30%.....	159
Quadro A1.20 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de meio vão.....	159
Quadro A1.21 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para as secções de encastramento dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 30%.....	159
Quadro A1.22 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de encastramento.....	159
Quadro A1.23 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para a secção de meio vão dimensionada de acordo com uma análise com redistribuição de 22%.....	161
Quadro A1.24 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de meio vão.....	162
Quadro A1.25 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para as secções de encastramento dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 22%.....	162
Quadro A1.26 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de encastramento.....	162

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Letras Latinas

A_{gt}	Extensão total na força máxima
E	Módulo de Elasticidade
E_{sh}	Módulo tangente de endurecimento
f_s	Tensão de rotura
f_y	Tensão de cedência
l_p	Comprimento da rótula plástica
R_e	Tensão de cedência
R_m	Tensão de rotura

Letras Gregas

χ	Curvatura
δ	Coefficiente de redistribuição
ϕ	Diâmetro
ε_y	Extensão de cedência
ε_s	Extensão do aço
ε_c	Extensão do betão
$\varepsilon_{máx}$	Extensão sob carga máxima
μ	Momento reduzido
θ	Rotação
σ	Tensão
Δ	Variação
Ψ_i	Valor reduzido para combinação de acções

ACRÓNIMOS

ACI – American Concrete Institute

EC 2 – Eurocódigo 2

EE – Energia Elástica

EHE – Instrucción de Hormigón Estructural

EP – Energia Plástica

ET – Energia Total

I_d – Índice de Tenacidade

kN – Quilo Newton

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

MC 90 – Código Modelo CEB-FIP 1990

MPa – Mega Pascal

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

INTRODUÇÃO

1.1. OBJECTIVOS DA TESE

O desenvolvimento deste trabalho teve como principal objectivo avaliar em que medida é que a utilização de aços de ductilidade especial influencia o comportamento das estruturas de betão armado. Pretendeu-se avaliar as potenciais vantagens da utilização deste tipo de aço, nomeadamente no que se refere a um aumento da eficiência estrutural e a uma melhoria das características de ductilidade das secções, o que pode originar ganhos importantes de capacidade resistente e de capacidade de deformação, contribuindo dessa forma para um aumento da segurança das estruturas.

De modo a comparar as diferenças de desempenho obtidas para aços com diferentes características de ductilidade, proceder-se-á à realização de um exemplo prático que consiste no dimensionamento de uma ponte rodoviária de betão armado, sendo analisado o comportamento exibido pela mesma em dois casos distintos. Um deles utilizando como armadura aço de ductilidade especial e o outro usando aço de ductilidade normal. A análise será efectuada para os diversos estados limites regulamentares e ainda para a situação de carga para a qual se origina a rotura, pretendendo avaliar as variações obtidas no comportamento da estrutura.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA TESE

No que se refere à organização deste trabalho ele foi dividido em 7 capítulos.

No Capítulo 2 leva-se a cabo uma análise à evolução das propriedades do aço estrutural. É descrita a evolução nos processos de fabrico e as implicações que esses processos introduzem nas características apresentadas pelos aços produzidos. São ainda descritos os ensaios realizados de modo a determinar as características mecânicas dos aços sendo também apresentadas as características mínimas exigidas pela regulamentação em vigor.

No Capítulo 3 é abordada a questão da ductilidade, não só dos aços, mas também das próprias secções de betão armado. Começa-se por estabelecer os parâmetros que permitem avaliar a ductilidade de um aço sendo ainda expostos os critérios definidos pelos diversos regulamentos em vigor para a definição da sua classe de ductilidade. Neste capítulo são ainda referidas diversas medidas que contribuem para o dimensionamento de secções dúcteis.

No Capítulo 4 é analisado o comportamento das estruturas de betão armado até se dar a rotura, sendo descritos os diversos tipos de rotura que podem ocorrer. Neste capítulo são ainda indicados e descritos os principais métodos de cálculo utilizados.

No Capítulo 5 procede-se à análise estrutural de elementos de betão armado, sendo dado especial ênfase à análise linear com redistribuição de esforços, expondo os pressupostos inerentes a este tipo de

análise estrutural. São também descritos os critérios regulamentares em vigor, realizando-se uma análise comparativa de modo a determinar as diferenças existentes. Ainda neste capítulo é explicado o conceito de rótula plástica sendo apontada a complexidade inerente à avaliação exacta do seu comportamento, devendo-se isto às inúmeras variáveis que influenciam o seu comportamento, sendo destacada a importância que estas assumem nas estruturas em situações próximas da rotura. Na parte final deste capítulo são ainda apresentados dois programas de cálculo automático de estruturas que realizam uma análise não linear, com o auxílio dos quais se procederá ao estudo de uma viga bi-encastada armada com aços de diferentes características de resistência e ductilidade, dimensionada com base numa análise linear com variadas percentagens de redistribuição.

No capítulo 6 é levado a cabo o dimensionamento de uma ponte rodoviária para duas situações distintas: uma delas utilizando para armadura aço de ductilidade especial e a outra utilizando aço de baixa ductilidade. O capítulo inicia-se com uma apresentação do problema em análise, sendo em seguida apresentados os critérios adoptados para o dimensionamento e ainda os modelos utilizados. Por fim procede-se a uma análise não linear da ponte, avaliando se são cumpridos os diversos estados limites regulamentares e ainda o comportamento evidenciado em ambos os casos pela estrutura até se atingir a rotura.

Por fim, no capítulo 7, são apresentadas as conclusões que foram possíveis retirar com a realização deste trabalho.

2

AÇO ESTRUTURAL – EVOLUÇÃO, CLASSES, CARACTERÍSTICAS E ENSAIOS NORMALIZADOS

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo irá ser realizada uma apresentação dos diferentes tipos de aço estrutural disponíveis para as obras de Engenharia Civil e da sua evolução ao longo do tempo. Existem três formas sob as quais as armaduras de aço para betão armado se podem apresentar: varões, fios e redes electrossoldadas. No âmbito do corrente trabalho, pretende-se essencialmente estudar o comportamento das armaduras longitudinais dos elementos de betão armado, pelo que os varões, preferencialmente utilizados para essa função, serão o alvo deste estudo.

Serão ainda descritos, de uma forma geral, os processos de fabrico utilizados para a produção de aço estrutural, referindo os principais aspectos que permitem obter diferentes características.

Por fim, serão ainda apresentadas as características exigidas pelas normas para cada classe de aço, bem como os ensaios que são realizados de modo a permitir a sua adequada caracterização e garantir os requisitos de qualidade e segurança exigidos.

2.2. PROCESSO DE FABRICO DO AÇO ESTRUTURAL - EVOLUÇÃO

Não é possível afirmar com certeza a altura exacta do descobrimento do ferro por parte do Homem. Contudo, a sua produção é algo que acompanha o ser humano desde os primórdios da sua civilização, tendo o seu processo produtivo evoluído em simultâneo com a evolução e o desenvolvimento da civilização humana.

Os metais foram desde sempre alvo de fascínio pelo Homem, essencialmente porque este rapidamente se apercebeu da facilidade com que estes elementos poderiam ser trabalhados e moldados, de modo a fornecer-lhe utensílios de extrema utilidade. Não é pois de estranhar que, no início da civilização humana, se sucedam épocas cujos nomes vêm dados pelos metais, tais como as Idades do Cobre e do Bronze, às quais se sucede a Idade do Ferro. Curiosamente, e apesar do ferro ser o segundo metal mais abundante na Natureza, sendo apenas suplantado pelo alumínio, o seu aparecimento e utilização regista-se posteriormente ao do cobre, facto que pode ser explicado pelo elevado ponto de fusão do ferro puro, o que tornava a sua produção bastante difícil.

O processo de fabrico inicialmente utilizado era muito rudimentar e consistia em utilizar o minério de ferro fundido nas fogueiras que, por reacção com o óxido de carbono, era reduzido dando origem a

dióxido de carbono e ferro. Este processo tem a designação de redução directa. O produto obtido era pastoso, pois a temperatura era insuficiente para que se desse liquefacção, e continha muitas impurezas. O ferro era posteriormente martelado, de modo a retirar as impurezas sendo o ferro obtido designado por ferro pudelado, que não é mais do que uma versão primitiva do aço actual. Nesta fase a produção de ferro serviu essencialmente para o Homem criar utensílios para o auxiliar nas suas tarefas diárias, sendo particularmente útil para a caça.

Mais tarde surgem os primeiros fornos rudimentares, como o forno fechado, que tinham como intuito permitir o aumento da temperatura a que o minério de ferro era sujeito. No entanto, é somente no séc. XVIII que aparece uma nova técnica de produção de aço, designada por Forja Catalã, que consiste num forno onde se colocava minério muito rico em ferro (Fe) combinado com um combustível, o coque, e que continha ainda um fole de modo a insuflar ar no interior do forno. A grande diferença deste tipo de forno para o forno fechado residia no facto do ferro “absorver” algum carbono obtendo-se assim ferro macio ou aço, consoante o teor em carbono, respectivamente menor ou maior, do produto obtido. Percebeu-se também que se o produto final fosse rapidamente arrefecido em água se tornaria mais duro, sendo este o processo empírico de têmpera.

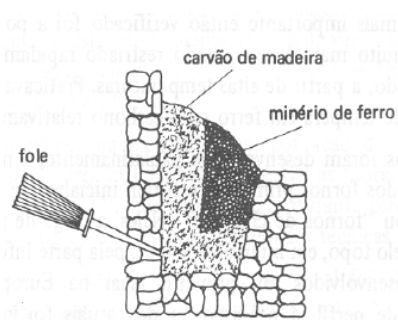


Figura 2.1 – Forja Catalã (adaptado de Coutinho, 2005).

A partir do ferro macio que se obtinha na Forja Catalã, foi criado um processo que permitia transformá-lo em aço. Isso consistiu em envolver o ferro macio com carvão vegetal em pó, dando-se o fenómeno de cementação, o que permitia um aumento do teor em carbono. Contudo, a ligação do ferro com o carbono não resultava uniforme, tornando-se necessário o rebatimento do aço e nova fusão até que se atinja a homogeneização. Este processo de melhoramento era realizado no denominado forno de Reverbero.

Numa fase mais actual, o processo de fabrico de aço passou a ser realizado através do Alto Forno, existindo um em funcionamento no Seixal até há bem pouco tempo. O Alto Forno utiliza como matérias-primas minério de ferro, carvão e um fundente, cuja função é separar as impurezas do minério e diminuir o ponto de fusão. O produto obtido neste processo designa-se por gusa, e trata-se de uma liga de ferro e carbono (3 a 4,5%). A gusa tem de sofrer um tratamento de modo a diminuir o seu teor em carbono, sendo que tal operação é realizada por afinação na aciaria. Os valores do teor em carbono nos aços situam-se entre os 0,03 e os 1,2%. Após a afinação o aço bruto encontra-se no estado líquido sendo submetido ao processo de vazamento, que até à década de 90 era realizado para lingoteiras, sendo actualmente o processo mais comum o vazamento contínuo.

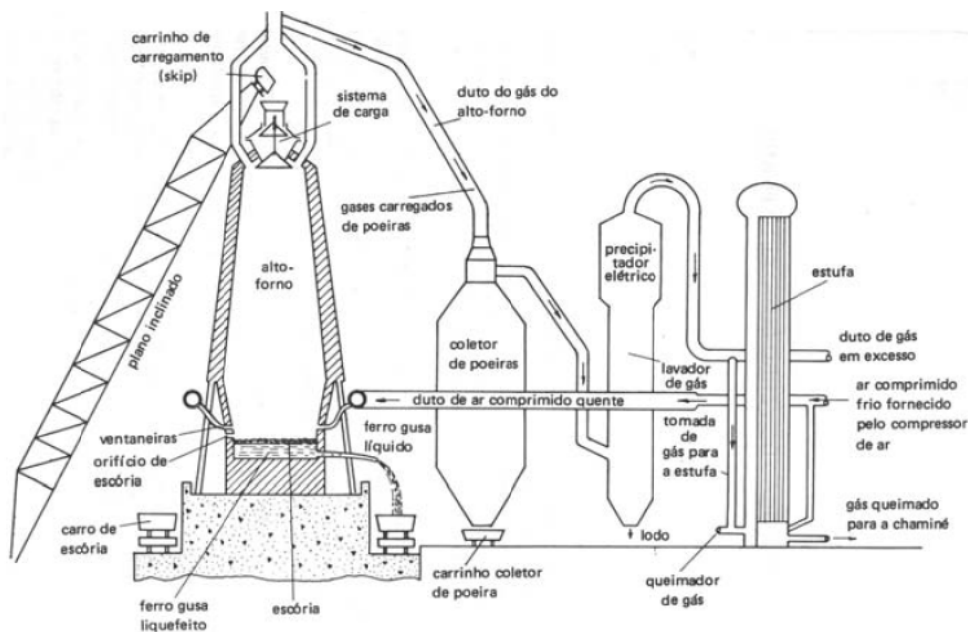


Figura 2.2 – Esquema representativo do funcionamento do Alto Forno (adaptado de Coutinho, 2005).

No entanto, dadas as crescentes preocupações ambientais, associadas ao desafio do tratamento de efluentes, resíduos líquidos e sólidos resultantes do processo de fabrico do aço, bem como a redução da emissão de gases poluentes que contribuem para o efeito de estufa e também de modo a ser possível obter-se uma maior eficiência energética, o Alto Forno deixou de ser utilizado. Graças ao desenvolvimento tecnológico actualmente existente tornou-se possível a utilização de um novo processo de fabrico que resulta da exploração de forma rentável de pequenas unidades de produção, designadas por Mini Aciarias eléctricas, que apresentam como matéria-prima a sucata. A alteração no processo produtivo permitiu diversos ganhos de competitividade, uma vez que o forno eléctrico reduz significativamente a emissão de agentes poluidores, evitando o elevado investimento financeiro em elementos destinados a reduzir os impactos ambientais que teria de ser realizado. Para além disso há ainda que salientar que, pelo facto deste novo processo utilizar sucata para a produção de aço, se ter observado uma redução substancial dos custos associados à matéria-prima (Coutinho, 2004).

O processo de fabrico do aço por este novo método é muito semelhante ao do realizado com recurso ao Alto Forno, sendo que neste caso o forno utilizado se designa por Forno eléctrico de arco voltaico, cujo esquema pode ser observado na figura 2.3. O forno é abastecido com sucata que é sucessivamente penetrada por eléctrodos de grafite. O arco produz ainda uma descarga eléctrica de modo a ajudar na fusão da sucata.

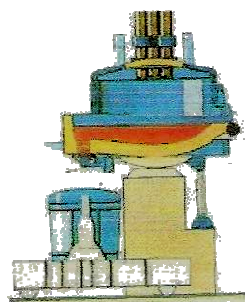


Figura 2.3 – Esquema representativo do Forno Eléctrico de Arco Voltaico (adaptado de Coutinho, 2005).

O produto obtido neste procedimento é em seguida enviado para o forno panela, onde irá ser submetido a um processo de afinação. Em seguida é realizado o vazamento contínuo, que consiste em vaziar o aço no estado líquido passando por um conjunto de cilindros e elementos de refrigeração, onde é efectuada a laminagem, moldando sucessivamente o aço até se atingir a configuração desejada. Posteriormente a esta fase o aço é, habitualmente, submetido a uma série de tratamentos, mecânicos, térmicos, termo-mecânicos, termo-químicos e superficiais, de modo a que se as suas qualidades venham melhoradas. No presente trabalho apenas se irão referir os tratamentos mecânicos e térmicos, pois são estes os que apresentam maior interesse para o tema em estudo.

Relativamente aos tratamentos mecânicos, estes são processos de deformação, a quente ou a frio, que apresentam como finalidade a melhoria das propriedades mecânicas do aço. Os tratamentos mais importantes são a laminagem, já referida anteriormente, e que pode ser realizada a quente, quando a temperatura é superior à temperatura de recristalização mas inferior à de fusão, ou a frio, quando a temperatura é inferior à temperatura de recristalização; a estiragem, que consiste na aplicação de tracção às barras ou fios, apresentando, no entanto, o inconveniente dos materiais não ficarem homogêneos, quer em termos de dimensões, quer em termos do alongamento sofrido; existe ainda um outro processo, designado por trefilagem, que consiste na estiragem do aço através de fieiras, pequenos orifícios de moldagem, sucessivamente mais pequenos, diminuindo o seu diâmetro até à dimensão desejada, sendo simultaneamente traccionado. Este processo é mais utilizado no fabrico de armaduras de pré-esforço e, relativamente ao processo de estiragem, apresenta a vantagem de se obterem fios bem calibrados e com propriedades mais homogêneas.

No que se refere aos tratamentos térmicos, estes consistem no aquecimento e arrefecimento do aço de modo a modificar a sua estrutura, sem que ocorra uma alteração da sua composição química, melhorando as suas características. Hoje em dia o tratamento térmico aplicado aos aços tem o nome de Tempcore, e foi este método, relativamente recente, que permitiu a criação de varões de aço de ductilidade especial. De facto, quando comparados os processos de fabrico dos aços A 400 NR e A 500 NR com os aços A 400 NR SD e A 500 NR SD verifica-se que apresentam composições químicas idênticas e sofrem o mesmo processo de laminagem. A única diferença entre estes tipos de aço reside no diferente tratamento térmico a que cada um é submetido.

O processo Tempcore consiste em submeter o varão de aço, imediatamente após a laminagem e ainda ao rubro, a um tratamento térmico superficial através de água de caudal regulável. Este processo pode ser dividido em três fases sucessivas: a primeira, logo após deixar a última caixa de laminagem, consiste num arrefecimento brusco do varão de aço através do sistema de refrigeração, que origina um endurecimento da sua camada superficial, encontrando-se o núcleo ainda incandescente, conferindo um tom cinzento ao varão. Como resultado deste processo, designado por têmpera, obtém-se uma camada superficial constituída por martensite. Esta primeira fase termina assim que se atinge uma determinada espessura de martensite e, em seguida, o varão volta novamente ao rubro, uma vez que o gradiente de temperatura existente entre a camada superficial e o núcleo faz com que o calor presente no núcleo flua até à camada superficial, sendo que o aumento de temperatura ainda é suficiente para a levar novamente ao rubro. É exactamente esta fase que deu origem ao nome do processo, revenido (temper) pelo calor do núcleo (core). A terceira, e última fase, tem lugar quando o varão de aço arrefece lentamente à temperatura ambiente, sendo aí que o núcleo austenítico se transforma em perlite e ferrite. Este processo permite não só ganhos de resistência elevados, como também permite que os varões apresentem boas características de ductilidade.

Comparativamente com a laminagem simples a quente, os varões obtidos pelo processo Tempcore apresentam-se com baixos teores de carbono, sendo portanto soldáveis, e ainda sem elementos de liga, o que os torna mais económicos.

A tensão de cedência dos varões obtidos com este processo é função da espessura da camada superficial de martensite revenida, sendo esta controlada pela temperatura de revenido. Para aços com teores de carbono entre 0,16 e 0,29%, a tensão de cedência depende apenas da temperatura de revenido, diminuindo à medida que esta temperatura aumenta. Relativamente à tensão de rotura, embora esta varie igualmente com a temperatura de revenido, o seu valor depende também da composição química do aço, aumenta, por exemplo, com o aumento do teor em carbono (Pipa, 1993).

Relativamente à ductilidade pode dizer-se que quanto maior for a temperatura de revenido, mais dúctil será o aço (Pipa, 1993).

2.3. HISTÓRIA RECENTE DO AÇO EM PORTUGAL

Inicialmente, em Portugal existia apenas um tipo de aço para a execução de armaduras de betão armado. Estas armaduras consistiam em varões de aço macio, laminados a quente e de superfície lisa, então designados por A24, cuja tensão de cedência era de 240 MPa. Estes varões eram obtidos por laminagem a quente de billetes de aço de baixo teor em carbono. Este foi o tipo de varões preferencialmente utilizado em Portugal até perto do fim da década de 60.

A utilização de aços especiais de alta resistência para a execução de armaduras para betão armado data do final da década de 40. Contudo, em Portugal, somente nos finais da década de 50, inícios da de 60, é que se regista a introdução deste novo tipo de aços de alta resistência, que eram obtidos por endurecimento a frio por torção. Estes eram os aços A40T e a sua tensão de cedência situava-se nos 400 MPa.

A introdução deste novo tipo de varões teve como consequência a melhoria das condições de aderência aço-betão, devido, sobretudo, a questões relacionadas com a fendilhação. Existiam varões lisos e rugosos, contudo, devido à importância assumida pela aderência, na década de 70, assistiu-se à progressiva substituição dos varões lisos por varões nervurados, pelo facto de estes fornecerem melhores condições de aderência entre o aço e o betão, factor que se percebeu assumir uma elevada importância na resistência e rigidez dos elementos de betão armado (Pipa, 1993).

Na década de 80, com o aparecimento do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) em 1983, foram claramente identificadas as distintas classes de aços, e as correspondentes características mecânicas exigíveis, passíveis de serem utilizadas nas armaduras para betão armado.

Com o aumento das exigências por parte dos Regulamentos em vigor, de uma melhor compreensão do funcionamento das estruturas e, em virtude dos próprios métodos de cálculo utilizados (métodos de cálculo à rotura), tornou-se necessário garantir que as estruturas projectadas garantissem uma ductilidade adequada. Para tal, foram efectuados estudos experimentais de modo a avaliar o comportamento de peças estruturalmente idênticas, variando apenas o grau de ductilidade. Os novos varões de ductilidade melhorada são produzidos através de um novo processo, designado por Tempcore, e aparecem em duas classes distintas, A400 e A500. A sua introdução em Portugal deu-se no final de década de 80, e teve como consequência o desaparecimento dos varões endurecidos a frio por torção, uma vez que este tipo de varão apresentava uma ductilidade muito reduzida, apresentando-se desadequado às exigências estruturais da época.

A partir dos finais da década de 90 foram realizados esforços de modo a que fossem desenvolvidas normas para aços de ductilidade especial dada a sua crescente utilização, tendo este processo culminado com a publicação das Especificações LNEC E455 e E460 sobre aços A400 NR SD e A500 NR SD, respectivamente (LNEC, 2002).

Actualmente observa-se uma tendência para uma maior utilização de varões de ductilidade especial. Contudo, a sua utilização, quando comparada com os varões de ductilidade alta ou normal, é ainda relativamente reduzida.

2.4. ENSAIOS MECÂNICOS

Neste ponto serão descritos os ensaios mecânicos utilizados para a caracterização e controlo de qualidade do aço produzido. Estes ensaios podem ser enquadrados em duas classes distintas: os ensaios destrutivos, em que é provocada a inutilização do material ensaiado, e os ensaios não destrutivos. Deve salientar-se ainda que todos os ensaios referidos apresentam um procedimento normalizado. Tal facto permite que haja uma uniformização na realização dos diversos ensaios, o que torna possível que os resultados obtidos sejam comparáveis.

Refere-se ainda o facto de que neste trabalho apenas irão ser abordados os ensaios mais correntes e directamente relacionados com as características de resistência e ductilidade do aço, dado que são estas as características de maior importância para a elaboração do corrente estudo.

2.4.1. ENSAIO DE TRACÇÃO

Trata-se de um dos ensaios mais comuns, e talvez o de maior importância, uma vez que, nas estruturas correntes de betão armado, o aço se encontra maioritariamente traccionado e, para além disso, fornece uma grande quantidade de dados que permitem a caracterização do aço. Este ensaio é realizado sobre um provete de aço, que é traccionado com forças ou deslocamentos sucessivamente crescentes até que se atinja a rotura, e que tem como finalidade estabelecer a relação entre a tensão e a deformação (NP EN 10 002-1). Para a sua realização utiliza-se, habitualmente, uma máquina designada por máquina de tracção, que mede directamente a força aplicada ao provete. De modo a determinar-se os alongamentos, uma vez que estes são muito pequenos, utilizam-se extensómetros. Conhecidas as forças e os alongamentos, facilmente se obtém um gráfico que relaciona as tensões com as extensões. Através deste gráfico podem determinar-se diversas características do aço, tais como a tensão de cedência (f_y), tensão de rotura (f_s) e extensão total sob carga máxima ($\epsilon_{\text{máx}}$). Da leitura do gráfico pode também obter-se com facilidade a energia elástica e a energia plástica do aço, valores utilizados na determinação da tenacidade. Da análise do provete ensaiado pode ainda ser determinada a extensão após rotura bem como o coeficiente de estricção, dois indicadores da ductilidade do aço (Coutinho, 2004).

2.4.2. ENSAIO DE DOBRAGEM

Este ensaio interessa, sobretudo, pelo facto dos varões de aço a utilizar na realização de armaduras para betão armado serem sujeitos a dobragens e, eventualmente, desdobragens. A técnica do ensaio vem estabelecida nas normas portuguesas (NP 173,1996) e realiza-se numa máquina que disponha de 3 rolos de aço, em que dois servem como apoio e o terceiro funciona como mandril. Os diâmetros dos rolos são função do diâmetro do provete a ensaiar, devendo ter 50 mm para $\phi \leq 12\text{mm}$ e 70 mm para os restantes casos. O diâmetro do mandril é também função do diâmetro do provete a ensaiar e do tipo de aço. O espaçamento entre os apoios deve ser igual à soma do diâmetro do mandril com três vezes o diâmetro do provete. Na figura 2.4 pode observar-se um esquema representativo deste ensaio.

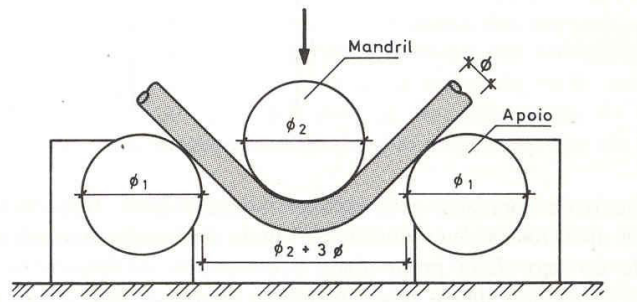


Figura 2.4 – Esquema representativo do ensaio de dobragem (adaptado de Coutinho, 2004).

Fixados os apoios e assente o provete, coloca-se o mandril a meio do vão definido pelos apoios e exercem-se forças através de uma máquina de ensaio, de modo a dobrar o provete em torno do mandril. O ensaio consiste em submeter o provete a uma flexão por dobragem até se atingir um determinado ângulo de dobragem.

As normas permitem que o ensaio seja também realizado utilizando outro tipo de máquina que não a referida anteriormente. Pode usar-se um dispositivo de dobragem com apoio de aço com cava e um mandril ou ainda um dispositivo de dobragem em torno de bancada.

O ensaio considera-se satisfatório desde que se verifique a ausência de fissuração visível a olho nú na parte convexa do provete.

O REBAP exige a realização deste ensaio para todos os varões de superfície lisa e para os varões nervurados de diâmetro inferior a 12 mm (Coutinho, 2001).

2.4.3. ENSAIO DE DOBRAGEM-DESDOBRAGEM

Devido ao facto de actualmente a grande maioria dos varões utilizados serem nervurados, e como o projecto em estudo se trata de uma ponte, os varões a utilizar são usualmente de gamas de diâmetros superiores a 12 mm, tendo este ensaio um maior interesse do que o anterior.

Neste ensaio o provete é dobrado a 90° seguindo a técnica descrita atrás para o ensaio de dobragem, sendo em seguida submetido a um envelhecimento artificial, que consiste em manter o provete a 100°C durante 30 minutos, arrefecendo em seguida à temperatura ambiente. Após o arrefecimento o provete é submetido a uma desdobragem de 20° . Na figura seguinte pode observar-se um esquema ilustrativo do procedimento deste ensaio.

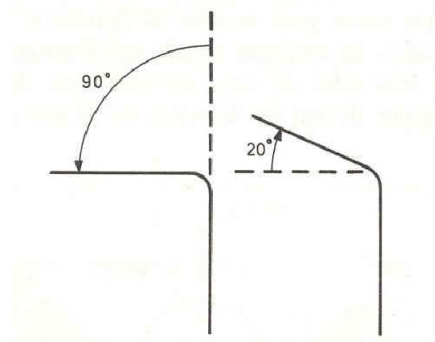


Figura 2.5 – Esquema ilustrativo do ensaio de dobragem-desdobragem (adaptado de Coutinho, 2004).

O REBAP exige a realização deste ensaio para todos os varões nervurados cujo diâmetro seja superior a 12 mm, e tal como no ensaio de dobragem, o diâmetro do mandril é função do diâmetro do provete.

Os ensaios de Dobragem e de Dobragem-Desdobragem servem para avaliar a ductilidade do aço e evitar a ocorrência de roturas frágeis (Coutinho, 2004).

2.4.4. ENSAIO DE FADIGA

A fadiga é uma forma de rotura frágil que se produz nos materiais quando submetidos a tensões variáveis, cíclicas e repetidas, durante um período de tempo elevado (ARCER, 2000a). Nestas situações (acções dinâmicas), a tensão resistente do aço pode ser consideravelmente inferior à tensão de rotura obtida nos ensaios de tracção, situação correspondente à aplicação de uma carga estática. Devido a este facto não se geram grandes deformações plásticas na rotura, o que é particularmente perigoso pois pode levar a uma rotura sem aviso.

Cada metal tem um determinado limite de fadiga que corresponde a uma tensão (flutuação-variação) abaixo da qual suporta um número infinito de ciclos sem romper (Coutinho, 2005). O número de ciclos que origina a rotura depende do valor máximo da tensão e da amplitude das cargas. No caso concreto das armaduras para betão armado a amplitude da carga assume maior preponderância que o valor máximo de tensão. O diagrama de Wöhler, ilustrado na figura seguinte, é a curva que relaciona a amplitude com o número de ciclos que levam à rotura (ARCER, 2000a).

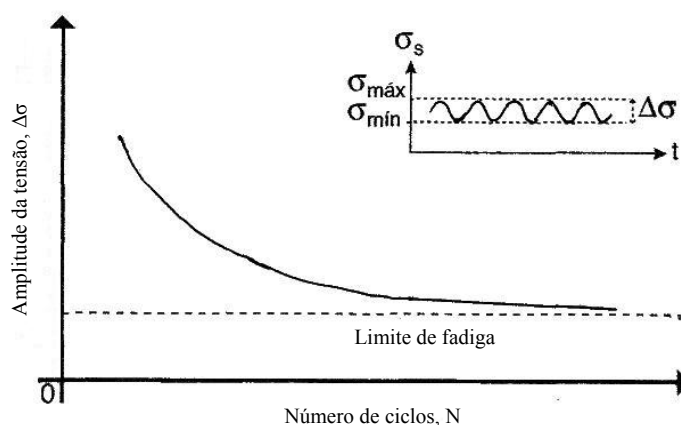


Figura 2.6 – Diagram de Wöhler do aço para armaduras de betão armado (adaptado de ARCER, 2000a).

Em Portugal o ensaio de fadiga encontra-se normalizado pelo LNEC nas especificações LNEC E 449-1998 e LNEC E 450-1998, para aços A 400 NR e A 500 NR, respectivamente, e ainda nas especificações LNEC E 455-2002 e LNEC E 460-2002, para aços A 400 NR SD e A 500 NR SD, respectivamente.

O ensaio consiste em submeter o aço a um esforço axial cíclico e controlado entre um dado valor máximo e mínimo, ambos positivos, até se atingir a rotura do provete ou até serem alcançados 2×10^6 ciclos, condição de aceitação do ensaio. Os valores das tensões máxima e mínima são função do tipo de aço a ensaiar. Relativamente ao valor da frequência a utilizar no ensaio, esta deve ser sempre menor ou igual a 200 Hz. Na figura seguinte podem observar-se os ciclos de fadiga a que o aço é submetido no decorrer do ensaio.

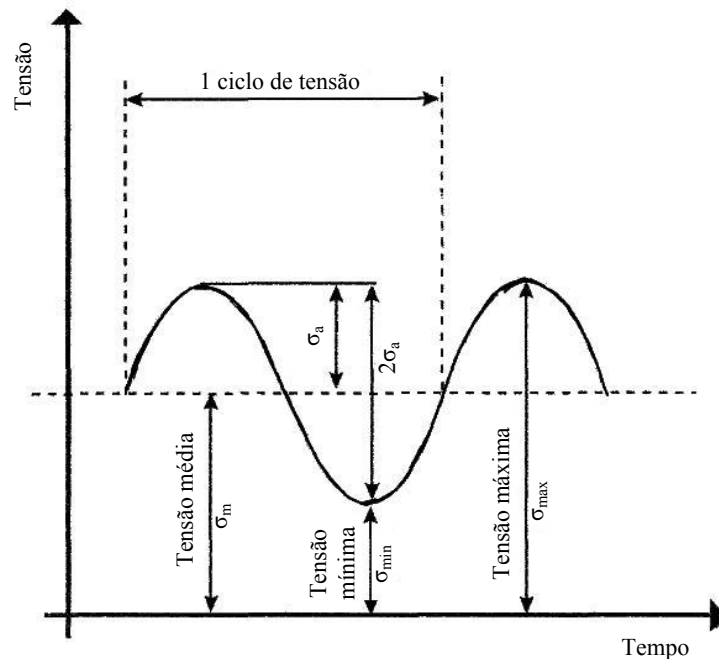


Figura 2.7 – Representação dos ciclos de fadiga (adaptado de ARCER, 2000a).

2.4.5. ENSAIO DE CARGA CÍCLICA, RESISTÊNCIA À FADIGA OLIGOCÍCLICA

Este tipo de ensaio tenta reproduzir o tipo de solicitação à qual estão sujeitas as estruturas localizadas em zonas de elevada actividade sísmica, de modo a avaliar qual o comportamento do aço submetido a acções dinâmicas de grande amplitude.

Ao contrário do ensaio de fadiga anteriormente referido, em que o aço é sujeito apenas a esforços de tracção, neste ensaio o provete é sujeito a ciclos de tensão, quer de tracção, quer de compressão, dentro do ramo de deformação plástica, originando os designados ciclos de histerese, nome pelo qual também é designado este ensaio. Dada a grande amplitude entre as cargas aplicadas, o número de ciclos obtidos neste ensaio é muito inferior ao obtido no ensaio de fadiga referido anteriormente.

O ensaio consiste em submeter o provete de aço a uma tracção até se alcançar uma determinada deformação plástica, sendo em seguida descarregado e submetido a uma compressão de modo a atingir uma deformação de igual magnitude da anterior, apenas se alterando o sinal, sendo novamente descarregado, completando-se assim um ciclo de histerese. A figura seguinte ilustra, num diagrama tensão-extensão, um ciclo de histerese completo.

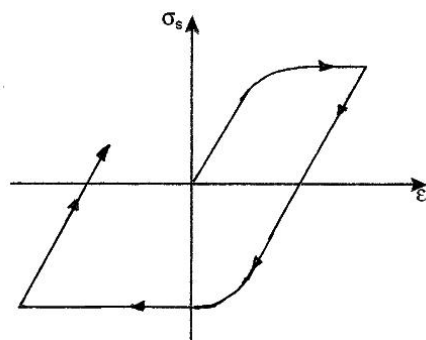


Figura 2.8 – Representação de um ciclo de histerese completo (adaptado de ARCER, 2000a).

Este processo é repetido até se obterem dez ciclos completos, considerando-se satisfatório caso não ocorra a rotura do provete (ARCER, 2000a).

2.5. COMPORTAMENTO DO AÇO À TRACÇÃO

Dado que, tal como já foi referido anteriormente, na maioria das estruturas de betão armado o aço se encontra a funcionar à tracção, dedica-se uma maior atenção ao seu comportamento quando submetido a este tipo de esforço. A figura seguinte ilustra o comportamento apresentado por um varão de aço quando submetido ao ensaio de tracção.

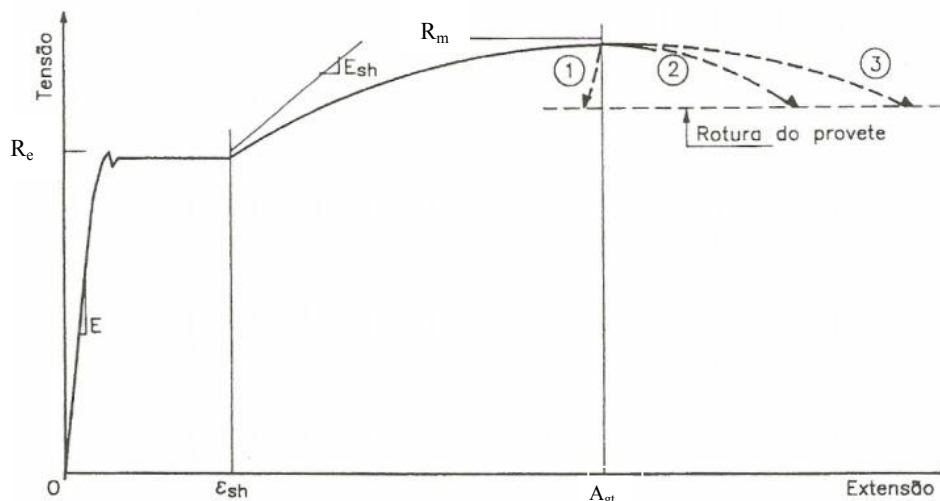


Figura 2.9 – Comportamento à tracção do aço (adaptado de Pipa, 1993).

Conforme se pode observar pelo diagrama de tensão-deformação, o comportamento do aço à tracção pode ser dividido em quatro fases distintas, sendo que a primeira se encontra no campo de deformações elásticas enquanto que as outras três são do campo de deformações plásticas.

Na primeira fase observa-se a existência de proporcionalidade entre as tensões e as deformações, sendo esta a fase elástica. Esta proporcionalidade é traduzida por uma constante designada por módulo de Young ou módulo de elasticidade do aço, E . Esta fase termina quando é atingida a tensão de cedência, R_e , do aço.

Na fase seguinte, início da fase plástica, observa-se um aumento da extensão sob tensão constante, a tensão de cedência. Esta fase encontra-se terminada quando se atinge a extensão de endurecimento, ϵ_{sh} , valor a partir do qual se regista que a tensão aumenta novamente com o aumento da extensão.

Nesta terceira fase pode ser definido o módulo tangente de endurecimento, E_{sh} , que caracteriza a relação tensão-deformação. O fim desta fase é atingido quando se alcança a tensão de rotura, R_m . À tensão de rotura corresponde uma extensão uniforme ao longo do varão, extensão essa designada por extensão total na força máxima, A_{gt} .

A partir deste ponto inicia-se a quarta, e última, fase comportamental. Verifica-se a localização da deformação numa única secção, cuja área diminui progressivamente (fenómeno designado por estricção), até que se atinja a rotura do provete. Durante esta fase o comportamento do varão não é uniforme ao longo do seu comprimento. As linhas a tracejado, representadas na figura, pretendem exemplificar as diversas situações que se podem registar, dependendo do local onde as extensões são

medidas e do comprimento de referência utilizado. Assim, no caso da recta 1, representa-se a situação correspondente a extensões medidas fora da zona de estrição. Já nos casos das rectas 2 e 3, observa-se que as extensões medidas se encontram num comprimento que inclui a zona de estrição. O maior ou menor valor medido, corresponde a bases de medida de extensão de menor ou maior comprimento, o qual, ao aumentar, tem em consideração um maior número de secções em que a extensão diminui, o que origina uma diminuição do valor de extensão medido (Pipa, 1993).

2.6. CARACTERÍSTICAS DOS AÇOS PARA ARMADURAS DE BETÃO ARMADO

2.6.1. AÇOS DE DUCTILIDADE ALTA E NORMAL – NORMAS PORTUGUESAS

Em Portugal, a grande maioria dos projectos é ainda realizada utilizando, preferencialmente, varões com características de ductilidade designadas como altas ou normais. Neste conjunto de aços podemos encontrar os seguintes: A 400 NR, A 500 NR e A 500 ER.

Os dois primeiros tipos de aço referidos são os mais comuns na construção portuguesa, e são aços laminados a quente, daí a designação NR, com características de ductilidade alta. No que se refere ao A 500 ER trata-se de um aço cuja aplicação é menos comum que os anteriormente referidos, sendo produzido por endurecimento a frio (ER), e que apresenta uma ductilidade normal.

No nosso país, a utilização de varões de aço para armaduras de betão armado é regulada pelo REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado). Este regulamento especifica os tipos de armaduras utilizados e as suas principais características. Contudo, devido ao facto de se tratar de um regulamento já com alguns anos, não contém todas as características que actualmente são requeridas para a completa classificação dos varões de aço a utilizar em obra. Como tal, o LNEC estabeleceu uma série de especificações que visam completar as informações fornecidas pelo REBAP.

O LNEC estabelece nas especificações E 449-1998, E 450-1998 e E 456-2000 as características mecânicas mínimas exigidas para estes três tipos de aços. Tais características podem ser observadas no quadro 2.1, que se apresenta em seguida, onde se destacam, pela sua importância, as tensões de cedência e de rotura e a extensão total sob carga máxima.

Quadro 2.1 – Características mecânicas mínimas de aços de ductilidade alta e normal (LNEC).

CARACTERÍSTICAS	A400 NR	A500 NR	A500 ER
Especificação do produto	E 449-1998	E 450-1998	E 456-2000
Gama de diâmetros (mm)	6 a 40	6 a 40	6 a 12 (*)
Tensão de cedência, R_e (MPa)	400	500	500
Tensão de rotura, R_m (MPa)	460	550	550
Relação R_m/R_e	1.08	1.08	1.05
Extensão total na força máxima	5%	5%	2.5%

(*) – No caso de redes electrossoldadas a gama de diâmetros é de 4 a 12 mm

2.6.2. AÇOS DE DUCTILIDADE ESPECIAL – NORMAS PORTUGUESAS

Também para os aços de ductilidade especial se repete o verificado para os aços de ductilidade alta ou normal. Ou seja, o REBAP em conjunto com as especificações LNEC, elaboradas mais recentemente, estabelecem as características mecânicas mínimas que os varões de aço devem apresentar de modo a poderem obter as designações de aços de ductilidade especial.

Em Portugal existem dois tipos distintos de varões que merecem a designação de aços de ductilidade especial. São eles o aço A 400 NR SD e o A 500 NR SD.

As características mínimas exigidas a estes tipos de aço pelas normas portuguesas são apresentadas no quadro seguinte.

Quadro 2.2 – Características mecânicas mínimas de aços de ductilidade especial (LNEC).

CARACTERÍSTICAS	A400 NR SD	A500 NR SD
Especificação do produto	E 455-2002	E 460-2002
Gama de diâmetros (mm)	6 a 40	6 a 40
Tensão de cedência, R_e (MPa) ⁽¹⁾	400	500
Relação R_m/R_e ⁽²⁾	1,15	1,15
Relação R_m/R_e ⁽³⁾	1,35	1,35
Extensão total na força máxima	8 %	8%
Resistência à fadiga	2×10^6 ciclos	2×10^6 ciclos
Resistência à carga cíclica	10 ciclos	10 ciclos

(1) – Valor característico mínimo correspondente ao quantilho de 5%

(2) – Valor característico mínimo correspondente ao quantilho de 10%

(3) – Valor característico máximo correspondente ao quantilho de 90%

2.6.3. COMPARAÇÃO DAS EXIGÊNCIAS REGULAMENTARES PORTUGUESAS

Conforme se pode observar nos dois quadros anteriores, para os diversos aços apresentados, as exigências dos regulamentos portugueses não diferem em termos de resistência, sendo que a análise de diversos ensaios realizados para os diversos tipos de aços também mostra que as diferenças neste aspecto são pouco substanciais. Contudo, e como seria de esperar, há diferenças significativas no que se refere aos indicadores de ductilidade. Existem diversos indicadores de ductilidade, sendo que estes serão abordados no próximo capítulo numa análise mais detalhada, no entanto, as normas portuguesas centram-se essencialmente em dois deles: a extensão total sob carga máxima (A_{gt}) e a relação entre as tensões de rotura e de cedência.

Como se pode observar pela comparação dos dois quadros anteriores, no que se refere à extensão sob carga máxima, esta varia entre 2,5% para aços de ductilidade normal e 8% para os aços de ductilidade especial, sendo esta variação bastante significativa. Já em relação à razão entre as tensões de rotura e de cedência, pode observar-se que entre aços de ductilidade alta ou normal não se verificam diferenças significativas. No entanto, comparando estas duas categorias de aço com o aço de ductilidade especial, observam-se duas questões que se devem realçar: em primeiro lugar, o facto das exigências regulamentares serem significativamente superiores para este tipo de aços quando comparadas com as

outras duas, e, em segundo lugar, o facto dos aços de ductilidade especial apresentarem dois limites, um inferior e um superior. A explicação para este facto será abordada com maior profundidade no próximo capítulo, podendo no entanto adiantar-se que isto se deve ao facto de se pretender que o aço apresente um comportamento dúctil, mas que deve também ser tido em consideração um limite para a deformação a que este está submetido, de modo a que não se atinja a sua capacidade resistente, o que poderia originar a ocorrência de uma rotura frágil.

2.6.4. AÇOS DE DUCTILIDADE ESPECIAL – ESTUDO EXPERIMENTAL

Dada a crescente utilização dos aços de ductilidade especial e tendo em conta os métodos de cálculo actuais utilizados correntemente em projecto, foi levado a cabo um estudo experimental extensivo, de modo a determinar, com uma fiabilidade estatística suficiente, as características mecânicas e os diagramas de tensão-deformação dos aços de ductilidade especial (ARCER, 2000b).

Ao longo do estudo experimental foram realizados 18200 ensaios de tracção, tendo sido utilizadas para o efeito amostras de sete fábricas diferentes. De modo a que estes ensaios, e os respectivos resultados, fossem o mais rigorosos possíveis, foi elaborado um protocolo de ensaio bastante detalhado, comum a todas as fábricas, e as máquinas de ensaio utilizadas foram todas idênticas. Desta forma pretendeu-se minimizar o mais possível a ocorrência de erros provenientes dos ensaios de tracção. Como medida adicional, foi estabelecido um procedimento de validação dos ensaios através da comparação dos resultados obtidos nos ensaios experimentais das diversas fábricas com os resultados obtidos em laboratórios externos às mesmas.

Quer o procedimento dos ensaios, quer a análise estatística dos resultados, foram publicados sob a forma de monografia, onde são explicados e justificados, em detalhe, os procedimentos e métodos utilizados (ARCER, 2000b).

Como culminar deste trabalho são apresentados os gráficos de tensão-deformação característicos e médios, obtidos tanto para a classe de aço A 400 NR SD como para a A 500 NR SD, sendo estes resultados ainda comparados com o estipulado na norma espanhola, Instrucción de Hormigón Estructural (EHE, 1999). Tais gráficos podem ser observados nas figuras seguintes.

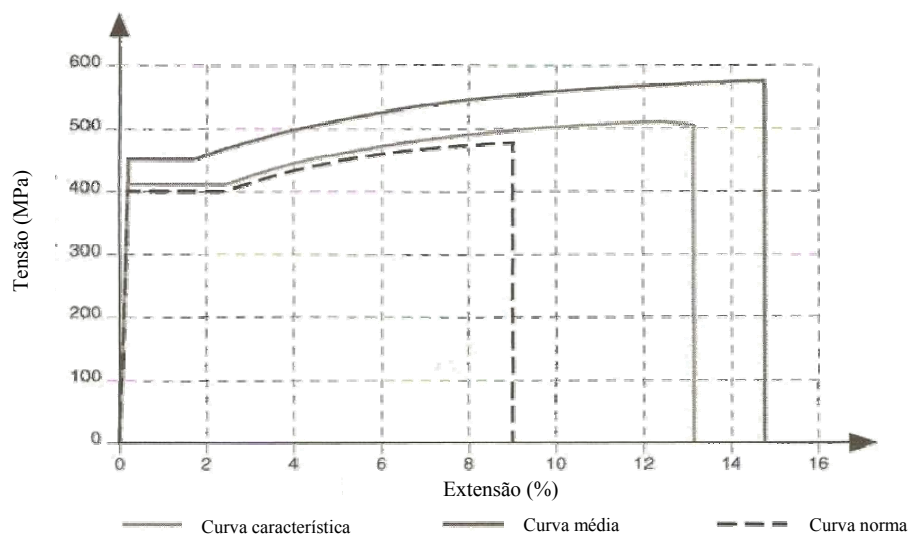


Figura 2.10 – Diagramas obtidos para o aço A 400 NR SD no estudo experimental (ARCER, 2000b).

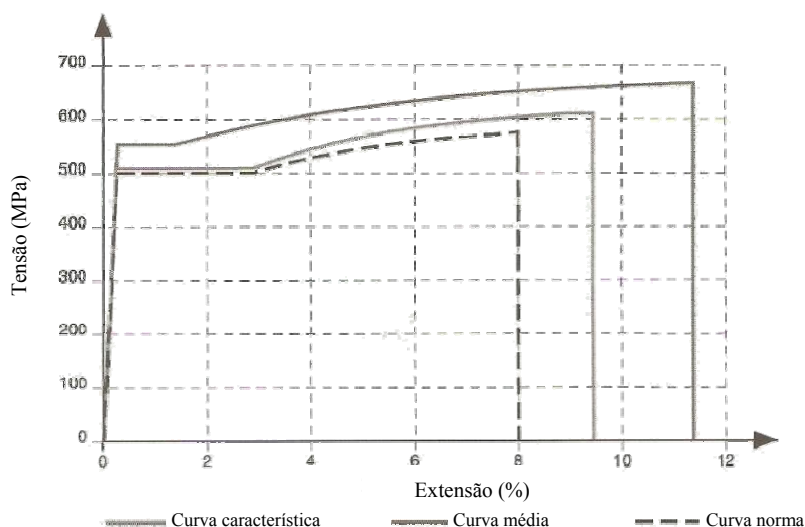


Figura 2.11 – Diagramas obtidos para o aço A 500 NR SD no estudo experimental (ARCER, 2000b).

Para além da obtenção dos diagramas de tensão-deformação, o estudo experimental permitiu ainda que se chegasse às seguintes conclusões:

- A qualidade de aço A 400 NR SD apresenta, como seria expectável, maiores índices de ductilidade do que a classe A 500 NR SD, sendo, no entanto, a relação entre as tensões de cedência real e nominal praticamente constante, e independente da qualidade do aço ou do diâmetro;
- Para os valores médios dos diversos parâmetros analisados no estudo experimental, observa-se também que a influência dos diferentes diâmetros estudados é muito reduzida, o que permite concluir que, para efeitos práticos, as características determinadas neste estudo são independentes do diâmetro.

No quadro seguinte são apresentadas as características mecânicas e de ductilidade garantidas pelos aços de ductilidade especial estudados.

Quadro 2.3 – Características mecânicas mínimas garantidas pelos aços de ductilidade especial estudados.

CARACTERÍSTICAS	A400 NR SD	A500 NR SD
Tensão de cedência, R_e (MPa)	400	500
Relação R_m/R_e	$\geq 1,2$	$\geq 1,15$
Relação R_m/R_e	$\leq 1,35$	$\leq 1,35$
Relação $R_{e,real}/R_{e,nominal}$	$\leq 1,2$	$\leq 1,25$
Extensão total na força máxima	9 %	8%
Extensão após rotura	20%	16%

2.6.5. MARCAS DE IDENTIFICAÇÃO

Apesar de um olhar mais desatento não detectar diferenças entre os diversos varões de aço, o que de facto se verifica, como não poderia deixar de ser, é que cada varão apresenta marcas de identificação

próprias, que tornam possível a sua identificação em obra, de modo a precaver os casos de uma possível perda da sua etiqueta identificativa. Tal situação é de importância fundamental para a segurança das obras, uma vez que existe uma grande variedade de aços distintos a serem aplicados, permitindo deste modo garantir uma expedita verificação de qual o tipo de aço do varão que está a ser utilizado, tornando possível que se cumpram os requisitos exigidos pelo projecto.

A identificação é efectuada com recurso a marcas indentadas no próprio varão, nervuras, que, de acordo com o tipo de aço, cumprem uma série de disposições devidamente regulamentadas. Em Portugal as marcas de identificação são reguladas com base nas especificações estabelecidas pelo LNEC.

Salienta-se ainda o facto de que estas marcas de identificação permitirem não só identificar o tipo de aço do varão, mas também o país onde foram produzidas e o respectivo fabricante, dado que todos os países e fabricantes europeus têm um código próprio estabelecido.

Um outro facto importante é que, de acordo com o Decreto-Lei nº 128/99 de 21 de Abril, a utilização em Portugal de qualquer varão de aço laminado a quente está condicionada pela classificação e certificação por parte de um organismo devidamente acreditado segundo as metodologias do Sistema Português de Qualidade. Deste modo garante-se que só fabricantes que possuam a respectiva certificação possam fornecer os varões de aço para as obras em curso, o que permite ganhos não só em termos de qualidade mas essencialmente em termos de segurança.

A título ilustrativo, apresentam-se em seguida duas imagens em que se mostram as marcas de identificação existentes nos aços A 400 NR SD e A 500 NR SD, explicando ainda de que modo se interpretam as marcas de identificação existentes.

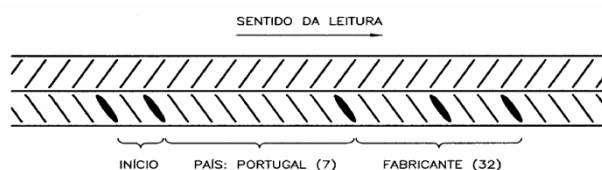


Figura 2.12 – Marcas de identificação do aço A 400 NR SD.

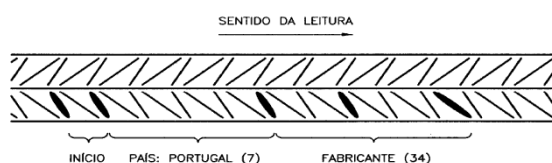


Figura 2.13 – Marcas de identificação do aço A 500 NR SD.

Conforme se pode observar pelas figuras anteriores, as diferenças existentes nos dois aços são facilmente identificáveis. No aço A 400 NR SD a disposição das nervuras é semelhante nos dois sectores do varão. Todas elas apresentam a mesma inclinação ($70^\circ \pm 10^\circ$) e o mesmo afastamento. Já no aço A 500 NR SD e apesar da disposição ser idêntica em ambos os sectores do varão, as nervuras formam em cada um dos sectores duas séries com afastamentos iguais mas com inclinações distintas. Uma das inclinações é menor ou igual a 75° , enquanto que a outra terá de ser maior ou igual a 45° , impondo-se ainda que a diferença entre as duas inclinações seja sempre igual ou superior a 10° .

O início da identificação e o sentido de leitura são sinalizados através da colocação de uma nervura normal entre duas engrossadas, situando-se à esquerda do observador, conforme se pode observar pelas duas figuras. Após a segunda nervura engrossada é deixado um determinado número de nervuras normais entre esta e a próxima nervura engrossada, sendo que este número serve para identificar o país onde foi fabricado o aço. No caso concreto de Portugal e Espanha, este número corresponde a sete nervuras normais. Em seguida é feita a identificação do fabricante que é realizada mediante a utilização de um código pré-definido devidamente regulamentado, próprio de cada um dos fabricantes. As marcas do fabricante são colocadas entre a última nervura engrossada relativa ao país de fabrico e uma ou duas novas nervuras mais grossas, consoante o código de identificação da empresa tenha um ou dois algarismos, respectivamente. O número de nervuras normais entre cada nervura engrossada corresponde a um número, formando no seu conjunto o código do fabricante. Como se pode ver pelo exemplo ilustrado na figura 2.12, temos três nervuras no primeiro intervalo e duas no segundo, corresponde portanto ao fabricante que tem como código o número 32.

3

DUCTILIDADE

3.1. INTRODUÇÃO

Conforme é sabido as secções de betão armado são constituídas por dois materiais, aço e betão, com características muito distintas. Devido ao facto do betão ser muito heterogéneo apresenta um comportamento relativamente frágil, tendo de ser portanto o aço, com características muito mais homogéneas, a conferir a ductilidade necessária às secções.

Neste capítulo irão ser analisados e discutidos os principais indicadores de ductilidade dos aços. Serão também abordadas medidas que permitem ganhos de ductilidade das secções de betão armado e discutidas as vantagens que advêm desta característica para as estruturas.

Por fim, será ainda efectuada uma análise dos diversos regulamentos em vigor, de modo a avaliar quais os requisitos de ductilidade que estes exigem às estruturas actuais.

3.2. DUCTILIDADE – DEFINIÇÃO E VANTAGENS

A ductilidade é uma propriedade mecânica de um material, secção, elemento estrutural ou sistema estrutural relacionada com a capacidade de absorção de energia até que se atinja a rotura. No caso concreto das secções de betão armado, esta característica é essencialmente garantida pelas armaduras de aço da secção. A energia absorvida depende, em grande parte, da capacidade de deformação plástica que o aço é capaz de suportar até se dar a rotura.

Devido à elaboração de diversos trabalhos de investigação nas últimas décadas com o objectivo de clarificar a importância desta propriedade para as estruturas de betão armado, associado ao facto de haver um maior conhecimento sobre o comportamento real das estruturas que originou um grande desenvolvimento dos métodos de cálculo à rotura, e também devido às maiores exigências estipuladas pelos regulamentos em vigor, a importância desta característica cresceu consideravelmente nos últimos anos.

A utilização de métodos não-lineares e de redistribuição limitada para cálculo de estruturas, implica que as secções tenham uma suficiente capacidade de rotação e deformação, ou seja, tenham uma ductilidade adequada para que na realidade a peça possa apresentar um comportamento semelhante ao previsto no cálculo. Uma estrutura dúctil permite a redistribuição das acções, fazendo com que, dada uma determinada solicitação, quando uma determinada secção atinge a cedência, as secções contíguas, menos carregadas, absorvam o incremento da mesma, permitindo que a estrutura consiga suportar maiores cargas antes de se atingir a rotura, levando a um maior aproveitamento dos materiais.

Numa fase inicial dos estudos sobre a redistribuição dos esforços, pensava-se que o betão era o causador de todos os colapsos observados, admitindo-se que o aço possuía a ductilidade suficiente para que não fosse este a limitar a formação das rótulas plásticas. Contudo, em fases posteriores desta investigação verificou-se que o comportamento das secções de betão armado em regime não-linear dependia também das características de ductilidade do aço utilizado (Cruz e Meireles, 2005).

Com base nestes novos conhecimentos registou-se um aumento das exigências regulamentares para os materiais utilizados na construção civil, sendo este um factor que levou a um desenvolvimento bastante significativo destes materiais, nomeadamente com as melhorias das características de resistência dos betões e, tal como foi referido no capítulo anterior, com o aparecimento de aços com melhores características de resistência, aderência e ductilidade.

Também o desenvolvimento da engenharia sísmica levou a que se compreendesse melhor o comportamento das estruturas quando solicitadas por acção dos sismos. De facto, no caso de estruturas erigidas em zonas de elevado risco sísmico, a ductilidade assume ainda uma maior importância. Nestas situações, deve garantir-se que a estrutura tenha uma elevada capacidade de absorção de energia de modo a que, no caso de ocorrência de um sismo, não se dê o colapso, nem que a estrutura fique inutilizável. Para que tal seja possível, é necessária uma maior capacidade de deformação por parte da estrutura, ou seja, há que ter em especial atenção o tipo de armaduras a utilizar de modo a dotar as secções de ductilidade suficiente para que seja assim cumprido o aumento nas exigências de ductilidade neste tipo de situações.

Para além do que já foi referido, convém salientar que a ductilidade permite ainda obter ganhos em termos de segurança das estruturas. Este aumento de segurança deve-se não só ao aumento da carga última, mas também ao facto desta propriedade permitir que a estrutura sofra elevadas deformações antes de atingir a rotura, fornecendo aos utilizadores um aviso prévio da existência de algum problema estrutural, permitindo que este seja reparado ou que, em último caso, permita a evacuação antes de se dar o colapso. Também no caso de ocorrência de cargas ou impactos não previstos, tais como uma explosão ou simplesmente uma alteração da utilização do edifício, o facto de uma estrutura com ductilidade adequada permitir que haja uma redistribuição dos esforços, pode possibilitar um melhor comportamento da estrutura nessas situações, evitando, eventualmente, o colapso.

Pode então dizer-se que a ductilidade é um requisito desejável em todas as estruturas, fornecendo um acréscimo da resistência última e de segurança, sendo de vital importância em estruturas situadas em zona de elevada actividade sísmica.

3.3. INDICADORES DE DUCTILIDADE NOS AÇOS

Actualmente não existe uma forma única de quantificar a ductilidade das armaduras de aço para betão armado. Existem, no entanto, uma série de variáveis que, de forma isolada ou quando combinadas entre si, permitem fazer a avaliação da ductilidade.

Neste ponto serão descritos e analisados os diversos indicadores que permitem a caracterização de um aço relativamente à sua ductilidade.

3.3.1. EXTENSÃO TOTAL NA FORÇA MÁXIMA (A_{GT})

Trata-se do valor correspondente à extensão observada na amostra de aço submetida ao ensaio de tracção, quando esta se encontra sob acção da carga máxima obtida no decorrer do ensaio. O valor mínimo deste indicador vem estipulado nas normas em vigor, nomeadamente nas especificações

LNEC, vindo o seu valor expresso em percentagem. Quanto maior for o valor deste índice, maior será também a ductilidade do aço.

3.3.2. RELAÇÃO ENTRE A TENSÃO DE ROTURA E A TENSÃO DE CEDÊNCIA (R_m/R_e)

Este índice indica a reserva de resistência de um aço após se atingir o limite elástico. Quanto mais elevada for a relação R_m/R_e , maior será a margem de segurança do aço face à rotura.

A influência deste indicador na ductilidade das estruturas vem expresso, sobretudo, pela melhoria do comportamento das rótulas plásticas.

Do ponto de vista do cálculo é habitual limitar-se este indicador tanto inferior, como superiormente. A explicação para tal facto é que, por um lado, o comprimento da rótula plástica formada determina a capacidade da secção apresentar um comportamento dúctil, sendo que este comprimento depende, entre outros factores, da relação entre a tensão de rotura e a tensão de cedência. As especificações LNEC E 455-2002 e E 460-2002, estabelecem que o valor mínimo para a relação R_m/R_e seja de 1.15 (valor característico correspondente ao quantilho de 10%).

Por outro lado, com a formação da rótula plástica, o aço, ao sofrer deformações, pode atingir a sua capacidade resistente máxima, levando a que se verifique um aumento dos esforços na secção (flexão, corte, tracção/compressão, etc.), e, de modo a evitar a ocorrência de roturas frágeis, as especificações LNEC E 455-2002 e E 560-2002 limitam o valor máximo da relação R_m/R_e a 1.35 (valor característico referente ao quantilho de 90%).

3.3.3. EXTENSÃO APÓS ROTURA

Trata-se do incremento de comprimento registado na amostra de aço após o fim do ensaio de tracção. O resultado vem expresso em percentagem, e este incremento é determinado juntando os dois troços do aço ensaiado gerados pela rotura, medindo, num comprimento previamente determinado, designado por comprimento inicial entre referência, L_0 , e que se trata de um múltiplo do diâmetro da secção inicial, a variação de comprimento obtido durante a realização do ensaio. Este indicador é habitualmente designado pela letra A, e vem dado pela expressão:

$$A = \frac{(L_u - L_0)}{L_0} \times 100 \quad (3.1)$$

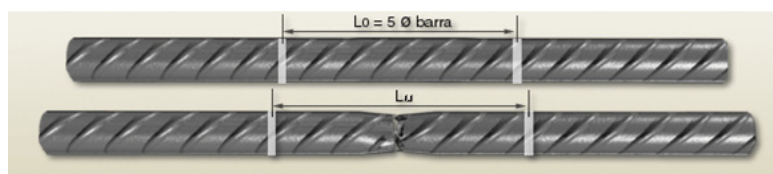


Figura 3.1 – Esquema ilustrativo da determinação da extensão após rotura.

A ductilidade do aço será, tal como no caso da extensão sob carga máxima, tanto maior quanto maior o valor registado para a extensão após a rotura.

3.3.4. TENACIDADE

A tenacidade é um indicador que permite avaliar a ductilidade de um dado aço tomando em consideração parâmetros relativos tanto à extensão, como à tensão do aço, analisando a energia total dissipada até se atingir a extensão sob carga máxima. Este índice quantifica a energia absorvida por unidade de volume do aço durante o seu processo de deformação, correspondendo à capacidade do material se deformar plasticamente e absorver energia até que se atinja a rotura, e que vem expressa em unidades de tensão, habitualmente em MPa (Coutinho, 2005).

A tenacidade é também função de alguns parâmetros anteriormente referidos. O seu valor aumenta com o aumento da relação R_m/R_e , bem como com o aumento da relação A_{gt}/ϵ_e , onde ϵ_e é a extensão registada para o momento em que o aço atinge a tensão de cedência.

Este indicador pode também ser obtido de forma analítica, bastando para tal proceder-se à integração do produto σ_s de ao longo do diagrama tensão/extensão, obtido através do ensaio de tracção, até se atingir o valor de extensão correspondente à carga máxima, A_{gt} . Pode então dizer-se que a energia total absorvida pelo aço, até se dar a rotura, corresponde à área envolvida pela curva de tensão-extensão. Resulta então que a tenacidade corresponde à soma da energia elástica, energia associada à zona elástica do diagrama e recuperável quando anulada a força aplicada, com a energia plástica, associada à zona plástica do diagrama, onde se observam as deformações plásticas, não havendo portanto recuperação total desta energia por parte do aço.

Torna-se ainda importante referir que, quando se mede a ductilidade de um aço recorrendo à tenacidade, é necessário ter em atenção que este indicador, dada uma determinada curva de tensão-extensão, é mais sensível a variações de extensão do que tensão. Isto significa que tem um aumento mais acentuado para um dado incremento de extensão do que para um idêntico incremento de tensão.

Uma vez que este parâmetro é menos comum do que os parâmetros referidos anteriormente, proceder-se-á a uma explicação mais detalhada sobre ele, de modo a tornar mais claro o seu significado e interpretação, e permitir entender a razão pelo qual ele se revela mais sensível a variações de extensão do que de tensão.

Conforme já foi referido, a tenacidade é um índice que mede a energia que é necessária fornecer a um aço para que este atinja a sua extensão sob carga máxima. Esta energia é portanto a soma da energia elástica com a energia plástica.

Admitindo então que se parte do diagrama bilinear, adoptado pelo Eurocódigo 2 para os aços, e que se encontra representado na figura 3.2, obtém-se o seguinte:

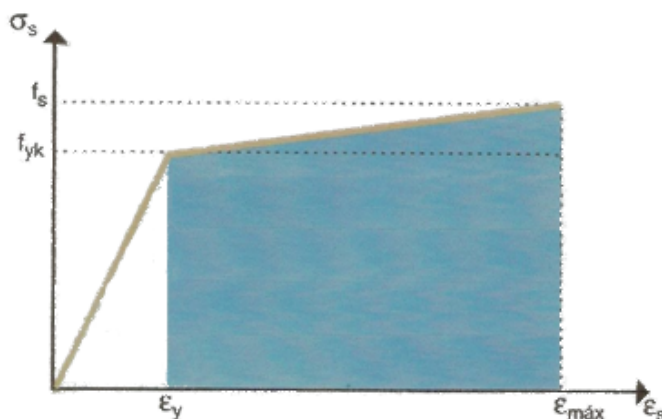


Figura 3.2 – Diagrama bilinear adoptado pelo EC 2 (adaptado de ARCER, 2000a).

$$EE = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_y \cdot f_{yk} \quad (3.2)$$

Tendo em conta a lei de Hooke, que nos diz que:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.3)$$

A equação anterior pode ser reescrita do seguinte modo:

$$EE = \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{yk}^2}{E_s} \quad (3.4)$$

Já a energia plástica vem dada pela área do trapézio e equivale a:

$$EP = \frac{1}{2} \cdot (f_s + f_{yk}) \cdot (\varepsilon_{máx} - \varepsilon_y) \quad (3.5)$$

Desenvolvendo a equação anterior:

$$EP = \frac{1}{2} \cdot [f_{yk} \cdot \varepsilon_{máx} - f_{yk} \cdot \varepsilon_y + f_s \cdot \varepsilon_{máx} - f_s \cdot \varepsilon_y] \quad (3.6)$$

Tendo em conta a expressão obtida para a energia elástica pode ainda obter-se que:

$$EP = EE \cdot \frac{\varepsilon_{máx}}{\varepsilon_y} - EE + EE \cdot \frac{f_s \cdot \varepsilon_{máx}}{f_{yk} \cdot \varepsilon_y} - EE \cdot \frac{f_s}{f_{yk}} \quad (3.7)$$

Que pode ser reescrito, com um aspecto mais simples, da seguinte forma:

$$EP = EE \cdot \left(1 + \frac{f_s}{f_{yk}} \right) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{máx}}{\varepsilon_y} - 1 \right) \quad (3.8)$$

Vindo então a tenacidade dada pela expressão:

$$ET = EE + EP = EE \cdot \left[1 + \left(1 + \frac{f_s}{f_{yk}} \right) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{máx}}{\varepsilon_y} - 1 \right) \right] \quad (3.9)$$

Pode portanto deduzir-se que, tanto a energia plástica como a tenacidade, são funções lineares da energia elástica.

De modo a obter-se um melhor entendimento deste indicador da ductilidade dos aços, torna-se necessário avaliar a dependência deste índice relativamente a variações de tensão e de extensão.

Começando então esta análise admitindo que a tensão de rotura sofre um incremento de Δf_s , sendo que o limite elástico e a respectiva extensão, f_{yk} e ε_y , bem como a extensão sob carga máxima, $\varepsilon_{máx}$ se mantêm constantes, o aumento, em valor absoluto, da tenacidade e da energia plástica será idêntico, vindo dado por:

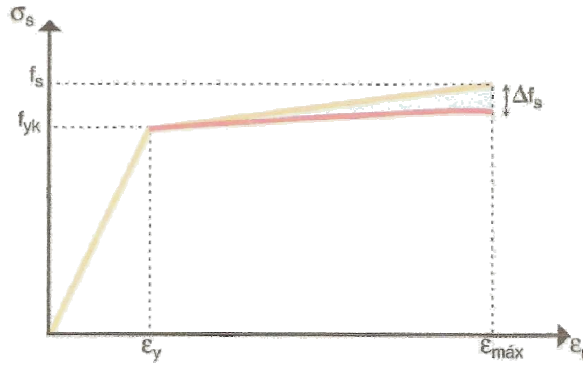


Figura 3.3 – Aumento da tensão de rotura (adaptado de ARCER, 2000a).

$$\Delta ET = \Delta EP = \frac{1}{2} \cdot (\varepsilon_{máx} - \varepsilon_y) \cdot \Delta f_s \quad (3.10)$$

O incremento relativo da tenacidade face ao incremento de tensão Δf_s é uma constante, k_1 , cujo valor é dado por:

$$k_1 = \frac{\Delta ET}{\Delta f_s} = \frac{\Delta EP}{\Delta f_s} = \frac{\varepsilon_{máx} - \varepsilon_y}{2} \quad (3.11)$$

Fazendo com que se possa escrever:

$$\Delta ET = \Delta EP = \frac{1}{2} \cdot (\varepsilon_{máx} - \varepsilon_y) \cdot \Delta f_s = k_1 \cdot \Delta f_s \quad (3.12)$$

O incremento unitário da energia plástica é:

$$\frac{\Delta EP}{EP} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (\varepsilon_{máx} - \varepsilon_y) \cdot \Delta f_s}{\frac{1}{2} \cdot (f_s + f_{yk}) \cdot (\varepsilon_{máx} - \varepsilon_y)} = \frac{\Delta f_s}{f_s + f_{yk}} = \frac{\Delta f_s}{f_s} \cdot \frac{1}{1 + \frac{f_{yk}}{f_s}} \quad (3.13)$$

Como o quociente entre f_{yk} e f_s é sempre positivo, conclui-se que:

$$0 < \frac{1}{1 + \frac{f_{yk}}{f_s}} < 1$$

O que significa que:

$$\frac{\Delta EP}{EP} < \frac{\Delta f_s}{f_s} \quad (3.14)$$

Ou seja, o incremento unitário da energia plástica é inferior ao incremento relativo da tensão de rotura. Relativamente ao incremento unitário da tenacidade, este vem expresso por:

$$\frac{\Delta ET}{ET} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (\varepsilon_{máx} - \varepsilon_y) \cdot \Delta f}{\frac{1}{2} \cdot \varepsilon_y \cdot f_{yk} + \frac{1}{2} \cdot (f_s + f_{yk}) \cdot (\varepsilon_{máx} - \varepsilon_y)} = \frac{\Delta f_s}{\frac{\varepsilon_y \cdot f_{yk}}{\varepsilon_{máx} - \varepsilon_y} + f_s + f_{yk}}$$

$$\frac{\Delta ET}{ET} = \frac{\Delta f_s}{f_s} \cdot \frac{1}{1 + \frac{f_{yk}}{f_s} \cdot \frac{\varepsilon_{máx}}{\varepsilon_{máx} - \varepsilon_y}} \quad (3.15)$$

Tal como anteriormente para o incremento unitário da energia plástica, também neste caso se verifica que:

$$0 < \frac{1}{1 + \frac{f_{yk}}{f_s} \cdot \frac{\varepsilon_{máx}}{\varepsilon_{máx} - \varepsilon_y}} < 1$$

O que leva a que:

$$\frac{\Delta ET}{ET} < \frac{\Delta f_s}{f_s} \quad (3.16)$$

Concluindo-se então que também o incremento unitário da tenacidade é inferior ao incremento relativo da tensão de rotura.

Considerando agora que a tensão de rotura, f_s , se mantém constante, bem como a tensão de cedência e respectiva extensão, e procedendo-se a um incremento da extensão sob carga máxima, vai avaliar-se a influência desta variação na tenacidade, de modo a poder realizar-se uma comparação da sensibilidade deste parâmetro.

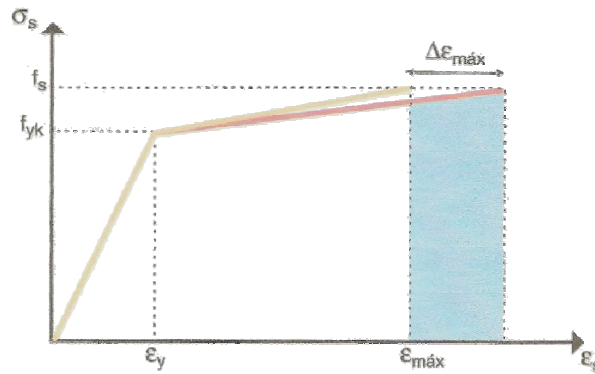


Figura 3.4 – Incremento da extensão sob carga máxima (adaptado de ARCER, 2000a).

Tal como na situação anterior, também agora o incremento da energia plástica e da tenacidade é igual, em valor absoluto, e vem dado por:

$$\Delta ET = \Delta EP = \frac{1}{2} \cdot (\varepsilon_{máx} + \Delta \varepsilon_{máx} - \varepsilon_y) \cdot (f_s + f_{yk}) - \frac{1}{2} \cdot (\varepsilon_{máx} - \varepsilon_y) \cdot (f_s + f_{yk}) \quad (3.17)$$

O que equivale a:

$$\Delta ET = \Delta EP = \frac{1}{2} \cdot (f_s + f_{yk}) \cdot \Delta \varepsilon_{máx} \quad (3.18)$$

Portanto, tal como na situação anterior, o incremento relativo da tenacidade e da energia plástica face ao incremento de extensão, $\Delta \varepsilon_{máx}$ é uma constante, k_2 , cujo valor corresponde a:

$$k_2 = \frac{\Delta ET}{\Delta \varepsilon_{máx}} = \frac{\Delta EP}{\Delta \varepsilon_{máx}} = \frac{(f_s + f_{yk})}{2} \quad (3.19)$$

Podendo então escrever-se que:

$$\Delta ET = \Delta EP = \frac{1}{2} \cdot (f_s + f_{yk}) \cdot \Delta \varepsilon_{máx} = k_2 \cdot \Delta \varepsilon_{máx} \quad (3.20)$$

Avaliando novamente o incremento unitário da energia plástica obtém-se:

$$\frac{\Delta EP}{EP} = \frac{\frac{1}{2} \cdot (f_s + f_{yk}) \cdot \Delta \varepsilon_{máx}}{\frac{1}{2} \cdot (f_s + f_{yk}) \cdot (\varepsilon_{máx} - \varepsilon_y)} = \frac{\Delta \varepsilon_{máx}}{\varepsilon_{máx}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{máx}}} \quad (3.21)$$

Como:

$$\frac{1}{1 - \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{máx}}} > 1$$

Portanto:

$$\frac{\Delta EP}{EP} > \frac{\Delta \varepsilon_{máx}}{\varepsilon_{máx}} \quad (3.22)$$

Podendo concluir-se que o incremento unitário da energia plástica é maior que o incremento relativo da extensão máxima.

Procedendo do mesmo modo para o incremento unitário da tenacidade obtém-se que:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta ET}{ET} &= \frac{\frac{1}{2} \cdot (f_s + f_{yk}) \cdot \Delta \varepsilon_{máx}}{\frac{1}{2} \cdot \varepsilon_y \cdot f_{yk} + \frac{1}{2} \cdot (f_s + f_{yk}) \cdot (\varepsilon_{máx} - \varepsilon_y)} = \frac{\Delta \varepsilon_{máx}}{\frac{\varepsilon_y \cdot f_{yk}}{f_s + f_{yk}} + \varepsilon_{máx} - \varepsilon_y} \\ \frac{\Delta ET}{ET} &= \frac{\Delta \varepsilon_{máx}}{\varepsilon_{máx}} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{máx}} \cdot \frac{f_s}{f_s + f_{yk}}} \end{aligned} \quad (3.23)$$

Como:

$$\frac{1}{1 - \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{máx}} \cdot \frac{f_s}{f_s + f_{yk}}} > 1$$

Resulta que:

$$\frac{\Delta ET}{ET} > \frac{\Delta \varepsilon_{máx}}{\varepsilon_{máx}} \quad (3.24)$$

O que leva à conclusão que, contrariamente ao que se passava para o incremento da tensão, o incremento unitário da tenacidade é superior ao aumento relativo da extensão máxima, ficando assim explicado o facto de este indicador apresentar uma maior sensibilidade para variações de extensão do que de tensão.

3.3.5. ÍNDICE DE TENACIDADE

A criação deste índice surge do facto da tenacidade não fornecer uma indicação da relação entre a quantidade de energia plástica e a energia elástica dissipada. O índice de tenacidade apresenta ainda uma outra vantagem que se prende com o facto de se tratar de uma variável adimensional, e vem dado pela seguinte expressão:

$$I_d = \frac{EE + EP}{EE} = \frac{ET}{EE} \quad (3.25)$$

Convém referir que após a análise de diversos estudos experimentais, se conclui que é preferível utilizar em numerador a tenacidade em vez da energia plástica, dado que deste modo se compensa em maior escala os desvios obtidos experimentalmente (ARCER, 2000a).

3.3.6. FACTOR DE DUCTILIDADE

Trata-se de um indicador proposto por alguns investigadores para definir a ductilidade dos aços. Este índice relaciona a extensão total sob carga máxima com a extensão obtida no fim do regime elástico, ou seja, a extensão para a qual o aço atinge o patamar de cedência. Assim este indicador, que usualmente vem designado pela letra S, é dado por:

$$S = \frac{\varepsilon_{máx}}{\varepsilon_y} \quad (3.26)$$

Quanto maior for o seu valor, maior ductilidade possui o aço.

3.3.7. ENERGIA PLÁSTICA NA ZONA DE ENDURECIMENTO

Trata-se de mais um parâmetro correntemente utilizado para quantificar a ductilidade dos aços. Este indicador de ductilidade baseia-se, tal como o nome indica, na energia plástica na zona de endurecimento e permite avaliar a ductilidade do aço na medida em que esta energia corresponde à energia, por unidade de volume, absorvida pelo aço devido ao aumento da tensão, uma vez superada a tensão de cedência (Cruz e Meireles, 2005).

3.3.8. COEFICIENTE DE ESTRICÇÃO

Tal como no caso da extensão após rotura, este é outro indicador que apenas é determinado após o fim do ensaio de tracção quando se obtém a rotura do provete. Para avaliarmos a ductilidade do aço através deste parâmetro torna-se necessário conhecer a área da secção inicial do provete a ensaiar, sendo esta posteriormente comparada com a área obtida no final do ensaio. Este indicador é usualmente designado pela letra Z , e o seu valor vem dado pela seguinte expressão:

$$Z = \frac{(S_0 - S_u)}{S_0} \times 100 \quad (3.27)$$

A ductilidade do aço será tanto maior quanto maior for o valor obtido para o coeficiente de estricção.

3.3.9. RESILIÊNCIA

Embora não seja um indicador directo da ductilidade, este parâmetro permite avaliar se um aço é dúctil ou frágil. A resiliência, ou energia elástica, é a capacidade de um metal absorver energia enquanto se deforma elasticamente, devolvendo essa energia após ser descarregado (Coutinho, 2005).

Os materiais mais frágeis apresentam maiores valores de resiliência e menores valores para a tenacidade, conforme pode ser observado na figura seguinte.



Figura 3.5 – Comparação da resiliência em aços com diferentes graus de ductilidade (Coutinho, 2005).

Pode então dizer-se que quanto menor for a resiliência de um dado aço, maior será a sua ductilidade.

3.4. MEDIDAS PARA GARANTIR SECÇÕES DÚCTEIS

Neste ponto serão indicadas algumas medidas que os projectistas podem adoptar, de modo a criar, em projecto, secções com boas características de ductilidade o que, tal como foi visto anteriormente, apresenta inúmeras vantagens para um bom funcionamento da estrutura.

De facto, a ductilidade da secção pode ser conseguida não só pela utilização de aços com características de ductilidade adequada, como os aços de ductilidade especial referidos no capítulo anterior, mas também pela adopção de betões com boas características de resistência e com adequada capacidade de deformação, pela utilização de armadura de compressão nas secções, diminuindo desse modo o esforço que terá de ser suportado pela armadura de tracção, realizando uma boa cintagem do

betão, com recurso a estribos/cintas devidamente espaçados, que permitem passar de um estado de tensão uniaxial a um estado de tensão multiaxial, permitindo importantes ganhos de resistência e de capacidade de deformação, pelo controlo do esforço axial, no caso da sua existência, ou ainda, quando tal se revelar possível, pela alteração da geometria da secção, dimensionando peças com menor altura.

Deste modo, as principais formas de dotar as secções correntes das estruturas de betão armado de ductilidade adequada são as seguintes:

- Maior ductilidade do aço
- Maior valor da relação entre a tensão de rotura (f_s) e a tensão de cedência (f_y)
- Maior valor da extensão total na carga máxima ($\epsilon_{m\acute{a}x}$)
- Maior percentagem de aço à compressão
- Evitar quantidades elevadas ou muito reduzidas de armadura de tracção
- Menor altura da secção
- Maior resistência à compressão do betão
- Maior deformação última do betão, conseguida à custa de cintagem
- Limitar superiormente os esforços axiais de compressão relativos ($N_d / A_c f_{cd}$)

A utilização destes critérios na prática corrente de projecto assume portanto bastante importância, permitindo que as estruturas projectadas com base neles apresentem um melhor funcionamento estrutural pelo facto de permitir que as secções tenham uma ductilidade adequada, permitindo assinaláveis ganhos de resistência e de segurança.

3.5. REGULAMENTOS EM VIGOR

Nesta secção são abordados os principais regulamentos em vigor e descritas as características que estes definem para os aços, tomando em especial consideração as diferenças que estes estabelecem entre os aços de ductilidade alta ou normal e os de ductilidade especial.

Os regulamentos analisados serão o Eurocódigo 2 (EC 2), o Código Modelo CEB-FIP 1990 (MC 90), a norma espanhola Instrucción de Hormigón Estructural (EHE), regulamento pelo qual se guiou o estudo experimental referido no capítulo anterior, e ainda o REBAP, sendo que se procederá em seguida a uma análise comparativa dos diversos regulamentos.

3.5.1. EUROCÓDIGO 2: PROJECTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO

Este regulamento define no capítulo 3.2 e no anexo C as características requeridas para as armaduras de betão armado. São estabelecidas 3 classes de aço distintas: A, B e C, correspondendo a aços de ductilidade normal, alta e especial, respectivamente.

Os indicadores de ductilidade referidos neste regulamento são a relação entre a tensão de rotura e tensão de cedência (f_s/f_y) e a extensão sobre carga máxima ($\epsilon_{m\acute{a}x}$).

Para os aços de ductilidade normal, classe A, o EC 2 impõe que f_s/f_y seja igual ou superior a 1,05 e que $\epsilon_{m\acute{a}x}$ seja maior ou igual a 2,5%.

Relativamente aos aços da classe B, ductilidade alta, estabelece que f_s/f_y seja maior ou igual a 1,08 e que $\epsilon_{m\acute{a}x}$ seja no mínimo de 5%.

No que se refere a aços de ductilidade especial, a classe C, é definido que f_s/f_y nunca deve ser superior a 1,35 nem menor que 1,15. Já $\epsilon_{m\acute{a}x}$ deve ser maior ou igual a 7,5%.

3.5.2. CÓDIGO MODELO CEB-FIP 1990

Este regulamento apresenta muitas semelhanças com o que vem estabelecido no EC 2, uma vez que foi ele que serviu de base ao Eurocódigo. Assim sendo também ele define 3 classes de aço, mudando apenas as suas designações. Temos assim as classes A, B e S, que correspondem respectivamente a aços de ductilidade alta, normal e especial.

As especificações estabelecidas neste regulamento relativas a aços de ductilidade normal e alta são também semelhantes em ambos os regulamentos.

Para aços de ductilidade especial, classe S, o MC 90 impõe que f_s/f_y deve ser maior ou igual a 1,15 e nunca superior a 1,3. Estabelece ainda que $\epsilon_{m\acute{a}x}$ deve ser no mínimo de 6%. Este regulamento impõe ainda a utilização de aços de classe S no caso de estruturas situadas em zonas de elevado risco sísmico, zonas onde se revela necessária uma maior capacidade de dissipação de energia, conseguida pelo aumento da ductilidade das armaduras utilizadas.

3.5.3. NORMA ESPANHOLA – INSTRUCCIÓN DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL

Trata-se de uma norma recentemente aplicada em Espanha, criada em parte para ter em consideração o aumento nas exigências de segurança estabelecidas pelo Eurocódigo 2, e a sua implementação traduziu-se essencialmente num aumento da exigência na qualidade dos materiais utilizados na construção civil.

Esta norma estabelece a distinção entre os parâmetros de ductilidade dos aços dividindo-os em dois tipos: aços de ductilidade normal, B 400 S, B 500 S e B 500 T, correspondentes aos aços A 400 NR, A 500 NR e A 500 ER, respectivamente, e os aços de ductilidade especial B 400 SD e B 500 SD, directamente relacionáveis com os aços A 400 NR SD e A 500 NR SD, respectivamente.

Relativamente aos aços de ductilidade normal, a norma espanhola estabelece que a relação f_s/f_y deve ser no mínimo de 1,05 para os aços laminados a quente e 1,03 para os aços endurecidos a frio por torção. Ao contrário dos regulamentos anteriormente analisados, a norma EHE não refere valores para a extensão sob carga máxima, preferindo definir um limite mínimo para a extensão última sendo esta de 14% para os aços B 400 S, 12% para os B 500 S e de 8% para os da classe B 500 T.

No que se refere aos aços de ductilidade especial esta norma, tal como as referidas anteriormente, limita superior e inferiormente o valor da relação f_s/f_y . Neste caso impõe que para a classe B 400 SD este valor seja no mínimo de 1,2 mas nunca superior a 1,35. Para a classe B 500 SD o valor do limite superior mantém-se inalterado, sendo no entanto o valor mínimo ligeiramente menor passando neste caso a ser de 1,15. Ao contrário do que se observou para os aços de ductilidade normal, para os de ductilidade especial a norma EHE, apesar de continuar a estipular valores mínimos para a extensão última, define também valores para a extensão sob carga máxima, sendo que para a classe B 400 SD define que $\epsilon_{m\acute{a}x}$ deve ser maior ou igual a 9% e para a classe B 500 SD $\epsilon_{m\acute{a}x}$ deve ser no mínimo de 8%. Relativamente à extensão última a norma EHE define para os aços da classe B 400 SD um valor mínimo de 20%, enquanto que para a classe B 500 SD este valor é um pouco mais reduzido, devendo ser no mínimo de 16%.

3.5.4. REGULAMENTO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADO

Tal como já foi anteriormente referido na secção 2.6.1, o REBAP tem a função de regular as características que os varões de aço devem apresentar para se considerarem adequados a serem

utilizados em Portugal. Contudo, e tal como também foi referido, este regulamento apenas especifica os tipos de armaduras a utilizar e algumas das suas características, não classificando explicitamente os aços quanto à sua ductilidade e, ainda que faça algumas exigências relativamente ao tipo de aço, não o faz relativamente à sua utilização.

Como tal, as especificações técnicas do LNEC indicam os requisitos adicionais a serem cumpridos pelos diferentes aços, complementando deste modo o que vem estabelecido neste regulamento. Para além da ductilidade as especificações LNEC referem ainda exigências quanto à soldabilidade, aderência e marcas de identificação.

Deste modo encontram-se novamente os três tipos de ductilidade distintos, sendo neste caso as exigências regulamentares as seguintes:

- Aços de ductilidade normal, A 500 ER: $f_s/f_y \geq 1,05$

$$\epsilon_{\text{máx}} \geq 2,5 \%$$

- Aços de ductilidade alta, A 400 NR e A 500 NR: $f_s/f_y \geq 1,08$

$$\epsilon_{\text{máx}} \geq 5 \%$$

- Aços de ductilidade especial, A 400 NR SD e A 500 NR SD: $1,35 \geq f_s/f_y \geq 1,15$

$$\epsilon_{\text{máx}} \geq 8 \%$$

3.5.5. ANÁLISE COMPARATIVA DOS DIFERENTES REGULAMENTOS

Fazendo uma análise comparativa dos distintos regulamentos pode verificar-se que as normas em vigor são coerentes entre elas, não apresentando diferenças significativas.

Relativamente aos aços de ductilidade alta e normal os valores apresentados pelas normas são mesmo idênticos com a excepção da norma EHE, que se apresenta um pouco distinta das demais, apresentando requisitos um pouco menos exigentes no que se refere à relação f_s/f_y e, sobretudo, pelo facto de não apresentar condicionantes relativas à extensão sob carga máxima, optando antes por estabelecer um valor mínimo de extensão última.

Já no que diz respeito a aços de ductilidade especial verificam-se ligeiras variações, podendo observar-se que os requisitos estipulados pela norma EHE são os mais exigentes no que se refere à extensão mínima que o aço da classe A 400 NR SD deve atingir sob carga máxima, sendo seguida, em termos de exigência, pelas especificações LNEC que, no caso do aço da classe A 500 NR SD, apresenta exigências semelhantes à norma EHE. Novamente a norma EHE é a única, de entre as normas analisadas, a apresentar valores mínimos exigíveis para os valores de extensão última. Por sua vez o MC 90 é o regulamento que apresenta maiores cuidados relativamente ao máximo valor possível da relação entre a tensão de rotura e a tensão de cedência, impondo um limite máximo de 1,3. No que se refere ao limite mínimo verifica-se que a norma EHE, para os aços da classe A 400 NR SD, é novamente a que apresenta maior grau de exigência, impondo que no mínimo o valor da relação f_s/f_y seja superior a 1,2. Relativamente aos aços da classe A 500 NR SD todas as normas convergem para o mesmo valor do limite mínimo da relação f_s/f_y sendo este igual a 1,15. Convém ainda salientar que no

caso de estruturas localizadas em zonas de elevada actividade sísmica o MC 90 impõe que seja utilizado aço com características de ductilidade especiais.

No quadro seguinte podem observar-se as diferenças existentes nos diversos regulamentos analisados.

Quadro 3.1 – Análise comparativa dos diversos regulamentos em vigor.

	EC 2	MC 90	EHE	REBAP
A 400 NR				
f_s/f_y	$\geq 1,08$	$\geq 1,08$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$
$\epsilon_{máx}$	$\geq 5\%$	$\geq 5\%$	- (*)	$\geq 5\%$
A 500 NR				
f_s/f_y	$\geq 1,08$	$\geq 1,08$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$
$\epsilon_{máx}$	$\geq 5\%$	$\geq 5\%$	- (*)	$\geq 5\%$
A 500 ER				
f_s/f_y	$\geq 1,05$	$\geq 1,05$	$\geq 1,03$	$\geq 1,05$
$\epsilon_{máx}$	$\geq 2,5\%$	$\geq 2,5\%$	- (*)	$\geq 2,5\%$
A 400 NR SD				
f_s/f_y	$1,35 \geq f_s/f_y \geq 1,15$	$1,3 \geq f_s/f_y \geq 1,15$	$1,35 \geq f_s/f_y \geq 1,2$	$1,35 \geq f_s/f_y \geq 1,15$
$\epsilon_{máx}$	$\geq 7,5\%$	$\geq 6\%$	$\geq 9\%$	$\geq 8\%$
A 500 NR SD				
f_s/f_y	$1,35 \geq f_s/f_y \geq 1,15$	$1,3 \geq f_s/f_y \geq 1,15$	$1,35 \geq f_s/f_y \geq 1,15$	$1,35 \geq f_s/f_y \geq 1,15$
$\epsilon_{máx}$	$\geq 7,5\%$	$\geq 6\%$	$\geq 8\%$	$\geq 8\%$

(*) Este regulamento apenas define valores para a extensão última.

4

COMPORTAMENTO DE SECÇÕES DE BETÃO ARMADO E MÉTODOS DE CÁLCULO

4.1. INTRODUÇÃO

Conforme já foi referido anteriormente, as secções de betão armado são constituídas por dois materiais com características bastante distintas. Esta heterogeneidade do conjunto aço-betão faz com que o seu comportamento, e as suas propriedades, difiram substancialmente das características apresentadas por cada um dos elementos quando considerados isoladamente.

Neste capítulo irá ser estudado o comportamento das secções de betão armado até atingirem a rotura, pois um bom conhecimento deste comportamento permite que se efectue um dimensionamento mais adequado das estruturas de betão armado. Serão analisados os diversos tipos de rotura que se podem observar, avaliando ainda em que condições é que estes têm lugar. Para além disso serão apresentados alguns parâmetros que contribuem para ganhos de resistência e de ductilidade nas secções correntes de betão armado.

Por fim serão analisados os diversos métodos de cálculo actualmente utilizados, apresentando as respectivas vantagens e desvantagens de cada um. Será ainda avaliada a precisão de cada método e dos seus pressupostos teóricos comparativamente com o que se observa na realidade, tendo também em consideração o grau de segurança que cada um apresenta bem como da importância assumida pela ductilidade.

4.2. COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS ISOSTÁTICAS DE BETÃO ARMADO

4.2.1. FASES DO COMPORTAMENTO DE SECÇÕES DE BETÃO ARMADO ATÉ À ROTURA

Admitindo um elemento estrutural isostático de betão armado qualquer, com uma secção qualquer, e considerando que este elemento será submetido a um esforço de flexão pura até que se atinja a rotura, o comportamento da peça pode ser dividido em três fases distintas: a fase elástica, a fase fissurada e a fase de pré-rotura.

Inicialmente, para cargas pouco significativas, a peça trabalha em regime elástico. Isto acontece porque o betão não se encontra fissurado, fazendo com que a secção funcione integralmente. Existe uma relação entre as tensões e as deformações, e a distribuição de tensões corresponde ao comportamento elástico linear clássico, encontrando-se o eixo neutro situado no centro de gravidade da secção homogeneizada de aço e betão, visto tratar-se de uma solicitação de flexão pura.

Seguidamente, quando a fibra mais carregada atinge a tensão correspondente à tensão resistente do betão à tracção, inicia-se a fissuração. Esta fase pode dividir-se em duas etapas distintas: a fase de formação de fendas e a fase de fendilhação estabilizada. Numa primeira fase, verifica-se uma diminuição progressiva da rigidez à medida que novas fendas se vão formando fazendo com que se observe uma propagação da fissuração ao longo da peça. Isto origina que uma parte do betão, a zona traccionada, deixe de ter capacidade resistente, passando a ser o aço a absorver esses esforços. O facto de o betão deixar de suportar estes esforços faz com que nesse instante se registre um aumento brusco no valor da tensão no aço. De modo a que o equilíbrio se mantenha, o eixo neutro é forçado a subir, fazendo com que as tensões de compressão no betão venham também aumentadas. Depois de atingido um determinado valor de carga, observa-se que não se formam novas fendas, iniciando-se a segunda etapa desta fase, a fendilhação estabilizada. A partir do momento em que deixam de se formar novas fendas verifica-se que o elemento de betão armado apresenta um comportamento quase linear com uma rigidez equivalente ao estado fendilhado onde se despreza a influência do betão traccionado.

Por fim, a fase de pré-rotura pode ser atingida por três factores: a deformação do aço ultrapassa a correspondente ao seu limite elástico, a deformação do betão atinge o valor correspondente à sua tensão de pico, ou ambas as situações em simultâneo. O eixo neutro continua a subir, especialmente quando a armadura se encontra plastificada, de modo a que o braço mecânico das forças internas aumente. Só desta forma os incrementos de momento ficam equilibrados, uma vez que os materiais já atingiram os seus limites de resistência. Quando se torna impossível manter o equilíbrio das forças atinge-se a rotura e dá-se o colapso da estrutura. Na figura seguinte podem observar-se as três fases acima descritas.

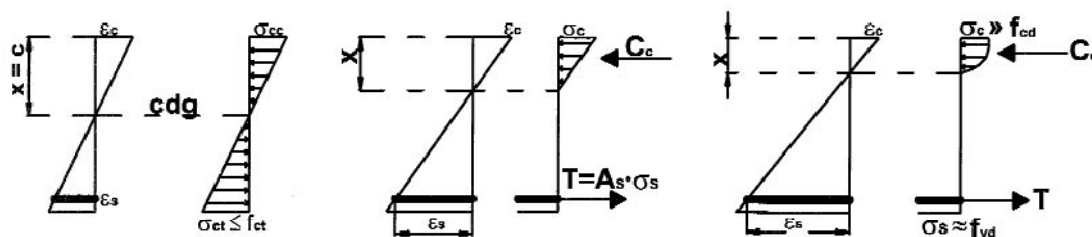


Figura 4.1 – Comportamento de uma secção de betão armado sob acção de uma carga crescente até se atingir a rotura (adaptado de ARCER, 2003).

Através da representação do comportamento da peça de betão armado solicitada por um esforço de flexão pura num diagrama momento-curvatura, as três fases anteriormente descritas, são facilmente identificáveis. O diagrama obtido é idêntico ao representado na figura seguinte e a inclinação em cada ponto do diagrama corresponde à rigidez da secção. Convém ainda referir que se entende por curvatura da secção a rotação que esta sofre por unidade de comprimento longitudinal da peça, sendo dada pela seguinte expressão:

$$\chi = \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d} \quad (4.1)$$

Em que:

$|\varepsilon_c|$ - representa a deformação unitária média no betão na fibra mais comprimida em valor absoluto;

$|\varepsilon_s|$ - representa a deformação unitária média na armadura de tracção em valor absoluto;

d - representa a altura útil da secção;

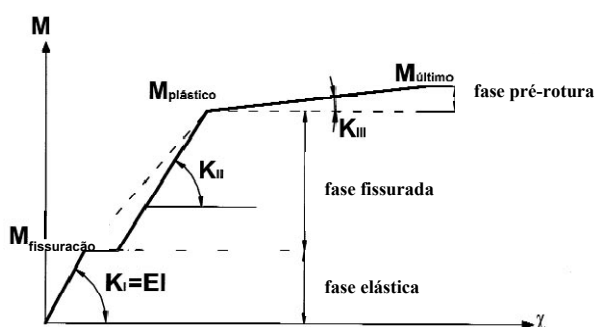


Figura 4.2 – Diagrama de Momento-Curvatura de uma secção de betão armado até à rotura (adaptado de ARCER, 2003).

Da figura anterior pode constatar-se o seguinte: numa primeira fase, a fase elástica descrita anteriormente, verifica-se que a inclinação obtida no diagrama corresponde à rigidez elástica que vem dada pelo produto entre a inércia da secção, I , e o respectivo módulo de elasticidade elástico, E ; quando se inicia a fissuração observa-se um salto brusco no valor da curvatura pelo facto de ocorrer uma propagação das fissuras que levam a uma diminuição na rigidez da secção. O valor do decréscimo de rigidez varia entre dois e quatro, em função da quantidade de armadura existente na secção; por fim, na fase de pré-rotura, observa-se que a rigidez da peça é extremamente reduzida, sendo no entanto uma fase em que, para pequenos incrementos no valor do momento actuante, se registam importantes acréscimos de curvatura, sendo estes tanto mais elevados quanto mais dúctil for a secção, permitindo desse modo maiores deformações da peça.

Deve salientar-se que o comportamento aqui descrito corresponde ao verificado numa zona onde ocorre precisamente a formação de uma fenda. De facto, nas zonas situadas entre as fendas do betão existem áreas nas quais este se encontra a funcionar em regime elástico, permitindo desse modo contribuir para a rigidez da peça, essencialmente por força da aderência existente entre o aço e o betão. A partir de uma determinada distância, s_r , da secção onde se forma a primeira fenda, as tensões tangenciais anulam-se, fazendo com que o betão atinja valores de tensão elevados, tal como se a peça não estivesse fendilhada. Com o aumento da carga actuante, o betão pode atingir novamente a sua tensão de rotura à tracção numa outra secção, o que origina que se forme uma nova fenda. Esta nova fenda formar-se-á a uma distância em princípio maior ou igual a s_r . O processo de fendilhação continua até que as tensões de aderência deixem de transmitir ao betão forças suficientemente fortes para que este atinja a sua resistência à tracção. Quando o processo de aparecimento de novas fendas termina inicia-se a já referida fase de fendilhação estabilizada, onde se observa que a distância média entre fendas se situa ente o valor de s_r e duas vezes este valor (Figueiras, 1997).

O valor de s_r , que representa a distância média entre fendas para elementos sujeitos predominantemente a esforços de flexão ou de tracção, pode ser determinado pela seguinte expressão, vindo expresso em mm:

$$s_r = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_r} \quad (4.2)$$

Em que:

ϕ – representa o diâmetro dos varões, vindo expresso em mm. No caso de se utilizarem varões de diâmetros diferentes pode utilizar-se um diâmetro médio;

c – é o recobrimento das armaduras longitudinais;

k_1 – é um coeficiente que tem em consideração as propriedades de aderência dos varões. No caso de varões de alta aderência o seu valor é de 0,8 variando para 1,6 no caso de varões lisos;

k_2 – coeficiente que tem em conta a forma de distribuição de extensões na secção. No caso de tracção simples o seu valor é de 1, sendo que no caso de flexão vale 0,5. Em situações em que se verifique a existência de tracções excêntricas ou para zonas localizadas podem utilizar-se valores intermédios de k_2 , podendo ser determinados a partir da relação:

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \cdot \varepsilon_1} \quad (4.3)$$

Onde ε_1 e ε_2 representam, respectivamente, a maior e a menor extensão de tracção nas fibras extremas da secção considerada, calculadas com base na secção fendilhada;

k_3 – coeficiente variável de país para país, sendo que o Anexo Nacional recomenda que se adopte um valor de 3,4;

k_4 – trata-se também de um coeficiente variável de país para país, sendo que o Anexo Nacional recomenda que se adopte um valor de 0,425;

ρ_r – representa a percentagem efectiva de armadura, $A_s/A_{c,eff}$ em que A_s é a área de armadura contida na área de tracção efectiva, $A_{c,eff}$.

Na figura seguinte pode observar-se exactamente o que acaba de ser descrito, podendo observar-se as ligeiras variações do eixo neutro ao longo da peça, variação essa que é função do local onde as fendas se formam, e ainda se pode ver que ao longo deste processo o aço vai transmitindo tensão ao betão desde o lábio da fissura, observando que entre fissuras, o betão apesar de traccionado, ainda oferece alguma resistência e rigidez à peça.

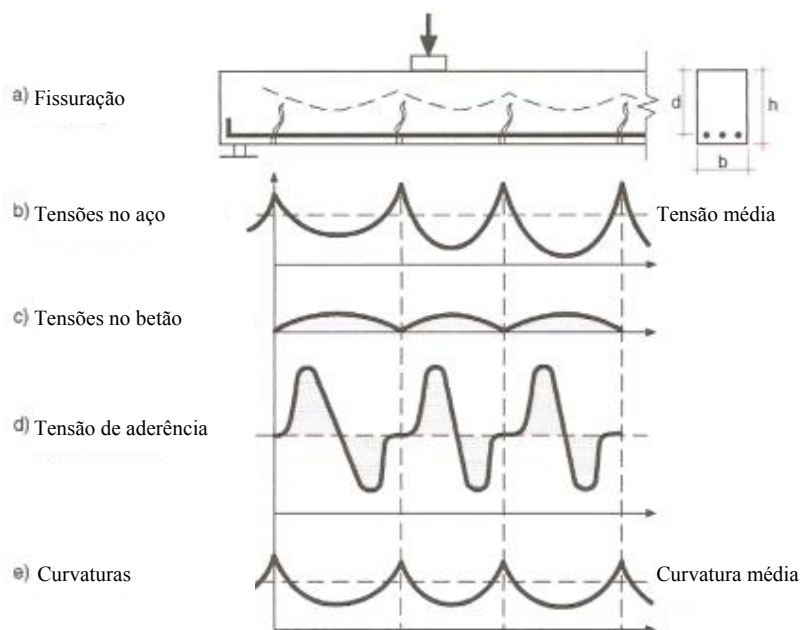


Figura 4.3 – Distribuição de tensões e curvaturas num elemento fissurado (adaptado de ARCER, 2003).

Tendo em conta estes aspectos e para um determinado nível de momento actuante o erro cometido, trabalhando com valores médios de tensão e de deformação do aço é pouco significativo, obtendo-se no entanto valores de curvatura inferiores aos verificados nas zonas onde as fendas se formam. Este fenómeno pode ser observado na Figura 4.2 vindo representado pela diferença de declive, que

representa a rigidez, entre a linha a tracejado e a linha contínua correspondente à fase fissurada, e designa-se por “tension stiffening”.

4.2.2. TIPOS DE ROTURA EM FLEXÃO DE SECÇÕES DE BETÃO ARMADO

A rotura à flexão das secções de betão armado pode ser dividida essencialmente em três tipos distintos: rotura frágil por insuficiência de armadura de tracção, rotura frágil por compressão excessiva do betão e rotura dúctil. Neste ponto serão descritos os motivos que originam os diversos tipos de rotura.

4.2.2.1. Rotura frágil por insuficiência de armadura de tracção

Trata-se de um tipo de rotura que, tal como o próprio nome indica, ocorre quando a quantidade de armadura de tracção se revela insuficiente para a carga que a estrutura tem de suportar. Este tipo de rotura deve ser sempre evitado, uma vez que, quando acontece, se trata de uma rotura brusca, sem aviso e, portanto, extremamente perigosa. Esta situação verifica-se pelo facto de que quando ocorre a fendilhação do betão a força de tracção que se transfere para a armadura de aço é demasiado elevada para a capacidade resistente daquela disposta na secção, não permitindo que se atinja o equilíbrio de forças. Este tipo de rotura frágil pode ser evitado desde que se adopte uma quantidade ou percentagem mínima de armadura, vindo estes valores especificados nos diversos regulamentos em vigor.

4.2.2.2. Rotura frágil por compressão excessiva do betão

Este tipo de rotura verifica-se quando o betão atinge a sua extensão última, ϵ_{cu} , ainda antes do aço iniciar a sua plastificação. Neste tipo de situação, estudando este tipo de rotura através da sua representação num diagrama de momento-curvatura, o ponto de plastificação não se revela muito bem definido porque apesar de se atingir a plastificação na fibra mais comprimida do betão, a secção tem ainda capacidade de resistir a incrementos de momento até que o betão atinja a sua extensão última.

A curvatura última obtida quando se verifica este tipo de rotura, quando comparada com a obtida numa rotura dúctil é consideravelmente inferior e este tipo de rotura apresenta como grande problema o facto de se dar de uma forma brusca, por vezes até explosiva, com pouca fissuração e baixas deformações, ou seja, com pouca capacidade de aviso.

4.2.2.3. Rotura dúctil

Trata-se do tipo de rotura que no dimensionamento deve tentar ser alcançado. Para tal deve garantir-se que o aço plastifica antes do betão atingir a sua extensão última. Quando tal se verifica a curvatura obtida aumenta consideravelmente a partir do momento de plastificação do aço, permitindo que se observem grandes deformações e que se formem numerosas fendas, conferindo assim à estrutura uma notável capacidade de aviso (ARCER, 2003).

Apesar de esta se tratar da situação de rotura desejável deve referir-se que, no entanto, o incremento de momento que a secção consegue absorver nesta situação é reduzido, uma vez que a armadura de tracção apenas tem a capacidade de resistir a um incremento de tensão, $\Delta\sigma$, dado pela diferença entre o valor da sua tensão de rotura e da tensão de cedência.

Na figura seguinte pode observar-se, num diagrama momento-curvatura, a representação dos três tipos de rotura referidos.

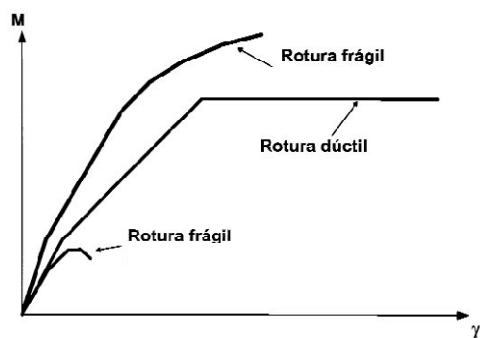


Figura 4.4 – Diagrama de momento-curvatura para os diversos tipos de rotura numa secção de betão armado solicitada à flexão (adaptado de ARCER, 2003).

Existe ainda a possibilidade de se observar um outro tipo de rotura, que se trata de uma situação particular, e se designa por rotura crítica. Este tipo de rotura verifica-se quando, simultaneamente, a fibra de betão mais comprimida atinge a sua extensão última e a armadura de tracção atinge o seu limite elástico. Na figura seguinte ilustram-se os domínios de deformação das secções em estado limite último, estando este último caso representado pela fronteira formada pelos domínios de deformação 3 e 4.

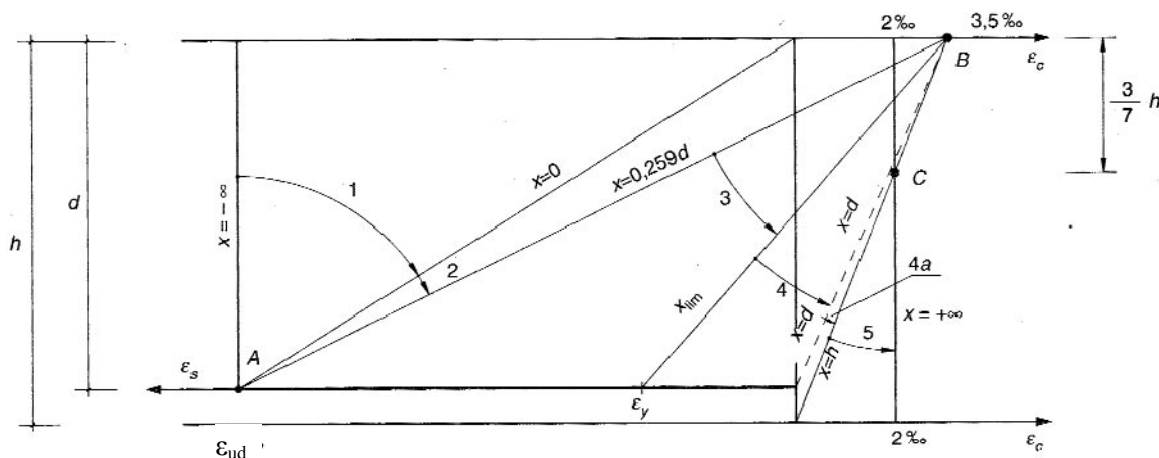


Figura 4.5 – Domínios de deformação (adaptado de ARCER, 2003).

Os diversos domínios de deformação representados na figura correspondem aos seguintes estados em que a secção se apresenta, consoante a solicitação aplicada:

- Zona 1 – tracção simples ou composta: $-\infty \leq x \leq 0$;
- Zona 2 – flexão simples ou composta com: $0 \leq x \leq 0,259d$;
- Zona 3 – flexão simples ou composta com: $0,259d \leq x \leq x_{lim}$ em que x_{lim} corresponde a $\epsilon_s = \epsilon_{sy}$;
- Zona 4 – flexão simples ou composta com: $x_{lim} \leq x \leq d$;
- Zona 4a – flexão composta com: $d \leq x \leq h$;
- Zona 5 – compressão simples ou flexão composta com: $h \leq x \leq +\infty$.

4.2.3. ESFORÇO TRANSVERSO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

No exposto anteriormente assumiu-se que a rotura das secções se dava sempre por flexão, pressupondo que existia sempre uma quantidade de armadura suficiente para resistir ao esforço transversal actuante. No entanto, a hipótese de se observar uma rotura por corte é também possível, sendo que neste ponto se irá abordar, ainda que de forma geral, os tipos de rotura que podem ocorrer. Será ainda indicada a forma a que se deverá proceder no dimensionamento de modo acautelar este tipo de rotura uma vez que se trata de um tipo de rotura frágil, que ocorre de forma súbita e por vezes até explosiva, sendo portanto altamente prejudicial à segurança das estruturas.

Na figura seguinte ilustram-se alguns tipos de rotura por corte que podem ser observados em vigas de betão armado.

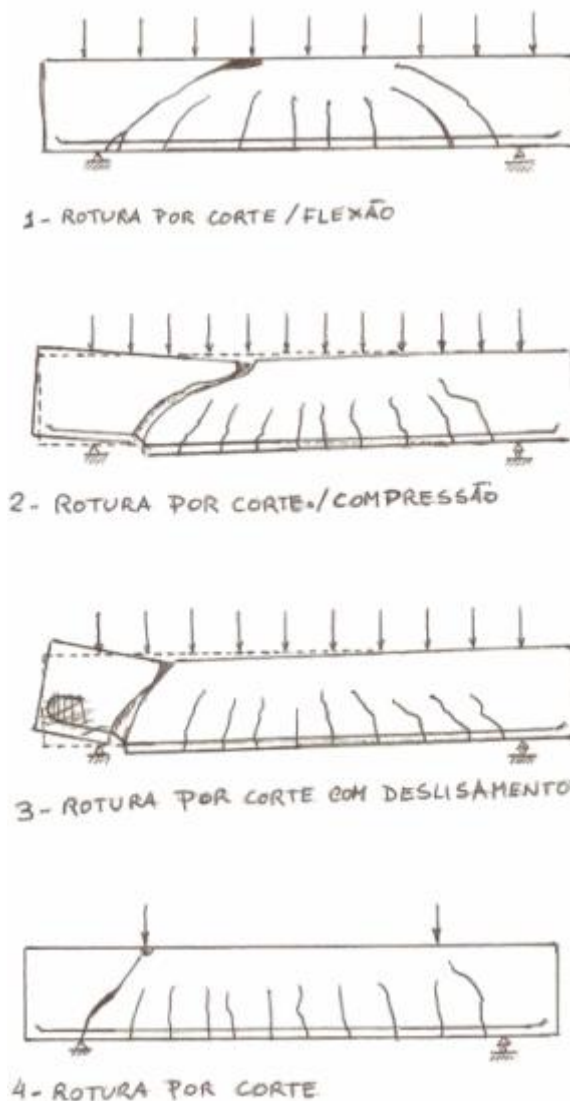


Figura 4.6 – Tipos de rotura por corte de betão armado (adaptado de Figueiras, 2007).

Todos os elementos submetidos a um momento flector, M , estão também sujeitos a um esforço transversal, V , directamente relacionado o valor de M , vindo o valor do esforço transversal para cada secção dado por:

$$V = \frac{dM}{dx} \quad (4.4)$$

A existência de esforço transversal gera o aparecimento de tensões tangenciais, τ , que influenciam a direcção e o valor das tensões principais de tracção e compressão, sendo estas tensões que definem os critérios de fractura e de cedência das estruturas de betão armado (Figueiras, 2007).

No caso de elementos sem armadura transversal, o mecanismo resistente é o representado esquematicamente pela figura seguinte.

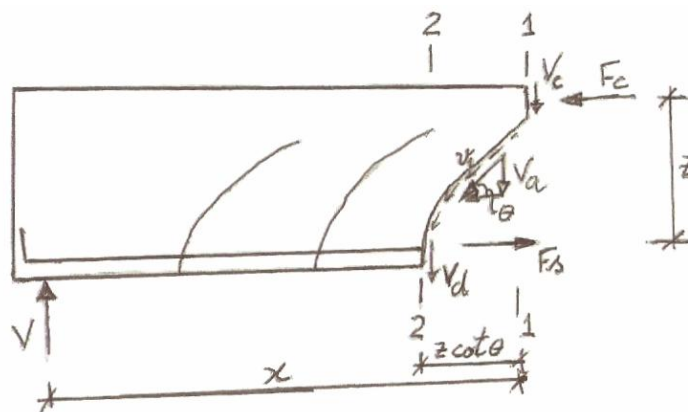


Figura 4.7 – Mecanismo resistente ao esforço transversal de elementos sem armadura transversal (adaptado de Figueiras, 2007).

Nesta situação o esforço transversal é resistido pela combinação de três factores:

- A força de corte na zona comprimida de betão, V_c ;
- A força de corte (efeito de cavilha) transmitida através da fenda pela armadura longitudinal, V_d ;
- E a componente vertical do esforço de corte transmitida através da fenda inclinada, V_a .

Como a força V_d é geralmente pequena pode desprezar-se vindo o equilíbrio de momentos para a secção 1 dado por:

$$M = F_s \cdot z \quad (4.5)$$

Saliente-se que de pelo facto da fendilhação ser diagonal, o momento, M , e a força de tracção na armadura longitudinal, F_s , não se referem à mesma secção transversal.

Tendo em conta a relação existente entre o esforço transversal e o momento flector, a expressão anterior pode vir escrita da seguinte forma:

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{d}{dx}(F_s \cdot z) = z \cdot \frac{dF_s}{dx} + F_s \cdot \frac{dz}{dx} \quad (4.6)$$

Observam-se então as expressões que representam os dois mecanismos de resistência ao corte. A primeira parcela corresponde ao efeito de viga, onde a variação do momento, para um braço interno das forças constante, se verifica devido à variação das forças na armadura e no betão. A segunda parcela corresponde ao efeito de arco, onde a variação do momento está associada à variação do braço das forças para um valor constante de força na armadura de aço.

Existem no entanto situações para os quais os elementos de betão armado não dispõem por si só de capacidade suficiente para resistir ao esforço transversal. Nesses casos torna-se necessário utilizar armadura transversal no elemento. Esta armadura assume um papel importante no fortalecimento do efeito de viga, aumentando a resistência ao corte de 4 formas distintas (Figueiras, 2007):

- Parte do esforço transversal é resistido pelas armaduras que atravessam as fendas diagonais formando um mecanismo de treliça;
- A armadura limita a progressão das fendas diagonais, diminuindo a quantidade de betão fendilhado;
- Os estribos reduzem a abertura das fendas tornando o efeito de engrenagem entre os seus bordos mais eficiente;
- E por último, os estribos envolvem a armadura longitudinal aumentando o efeito de cavilha.

Apesar das vantagens inerentes ao uso de armadura transversal o comportamento resistente último ao corte é extremamente complexo sendo impossível de resolver com rigor. Por esse motivo, os regulamentos em vigor e os métodos de cálculo utilizados são ainda hoje bastante simplificados, baseando-se na analogia da treliça, com base num modelo apresentado por Mörsch. Este modelo é então constituído por um banzo superior de betão comprimido e eventuais armaduras de compressão, um banzo inferior formado pela armadura longitudinal traccionada, bielas comprimidas de betão inclinadas de 45° e por fim os tirantes verticais, podendo ser também inclinados, constituídos pela armadura transversal. Um esquema ilustrativo do modelo de treliça de Mörsch encontra-se representado na figura seguinte.

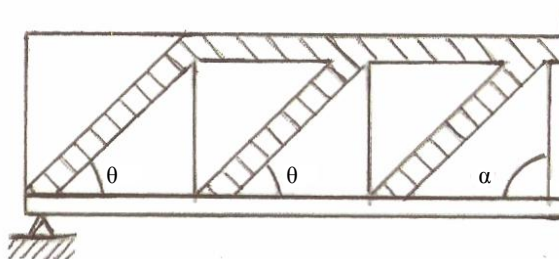


Figura 4.8 – Modelo de treliça de Mörsch.

O que está prescrito no EC2 parte deste modelo permitindo uma variação do valor da inclinação das bielas de betão, θ . O EC 2 determina que o valor deste ângulo seja tal de modo a que se verifique que:

$$0,5 \leq \theta \leq 2 \quad (4.7)$$

Com base neste modelo a área de armadura transversal por metro, A_{sw}/s , a utilizar vem dada por:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V}{z \cdot \sigma_s \cdot \cot \theta} \cdot \frac{1}{(\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha} \quad (4.8)$$

Onde α representa a inclinação dos estribos utilizados.

4.2.4. RESISTÊNCIA E DUCTILIDADE DAS SECÇÕES – PARÂMETROS SIGNIFICATIVOS

A resistência das secções de betão armado, quando submetidas a esforços de flexão simples, caso frequentemente observado nas vigas, vem dada pelo momento máximo que esta consegue suportar antes de se dar a rotura. Este valor de resistência depende essencialmente de três factores: da

quantidade de armadura de tracção existente na secção, da geometria da secção e ainda das resistências do aço e do betão, apesar de este último ponto apenas ter influência no caso da rotura da peça se tratar de uma rotura dúctil.

Já no que se refere a secções submetidas a esforços de flexão e compressão, situação de carga habitualmente verificada nos pilares, o momento último depende, não só dos três factores referidos anteriormente, mas também do valor do esforço axial actuante. No caso de se observar uma rotura dúctil ambos os esforços, momento e compressão, aumentam até ser atingido o ponto correspondente à rotura crítica. A partir deste ponto, e no caso de se continuar a carregar a estrutura, o valor do momento diminui com o aumento do valor do esforço axial. O lugar geométrico dos pares de esforços de flexão/compressão que levam à rotura da secção origina o designado diagrama de interacção, que pode ser observado na figura seguinte (ARCER, 2003).

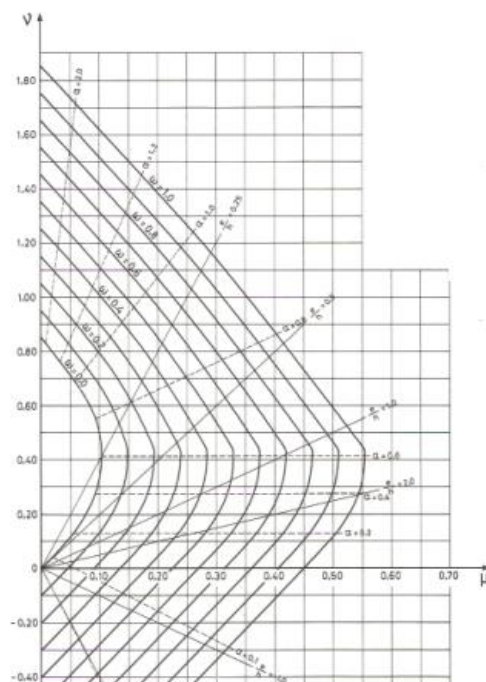


Figura 4.9 – Exemplo ilustrativo de um diagrama de interacção (adaptado de LNEC, 2004).

A ductilidade das secções está estritamente ligada à capacidade que a armadura de tracção nelas existente tem de se deformar para além do ponto em que se inicia a sua plastificação, desde que para isso não se verifique uma diminuição da sua capacidade resistente.

Existem diversas formas de avaliar este parâmetro, no entanto, a mais corrente resulta da avaliação do quociente entre a curvatura última, correspondente ao momento máximo que a secção tem capacidade de suportar, e a curvatura plástica, que corresponde ao valor de curvatura registado quando se inicia a plastificação da armadura.

Pode então dizer-se que a ductilidade de uma dada secção é uma medida da sua capacidade de rotação plástica. Esta rotação plástica vem, habitualmente, dada pela diferença entre a rotação total e a rotação elástica medidas nos extremos da zona plastificada, zona essa que, em termos práticos, pode vir substituída por uma rótula plástica situada na secção de momento máximo.

De modo a garantir que as secções projectadas apresentem características de ductilidade adequadas existem uma série de medidas que podem ser adoptadas que serão agora alvo de uma análise mais

aprofundada. No sub-capítulo 3.4 já foram apresentadas diversas medidas que visam aumentar a ductilidade das secções de betão armado. Neste ponto irão ser destacadas e analisadas apenas as seguintes:

- Redução das tensões de compressão no betão;
- Aumento da resistência e da capacidade de deformação última do betão;

Relativamente ao primeiro ponto referido, a redução das tensões de compressão no betão pode ser obtida de três formas distintas. Uma das formas, talvez a mais imediata, vem dada pelo aumento da altura útil da secção, permitindo desse modo que se verifique um aumento no braço mecânico das forças o que, para um mesmo valor de momento actuante, leva a uma diminuição da força de compressão do betão (Figura 4.10). No entanto, esta medida nem sempre pode ser aplicada, muitas vezes por imposições de projecto, sendo que também se verifica frequentemente que, com a adopção desta solução, se obtêm necessidades de armadura inferiores à armadura mínima, resultando daí um desaproveitamento do aço utilizado.

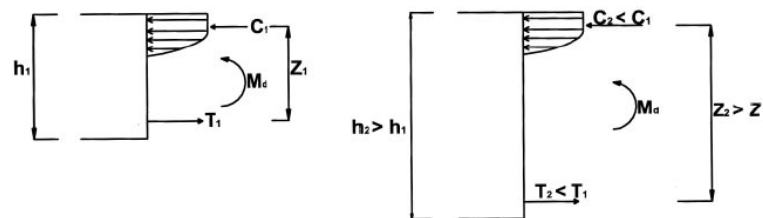


Figura 4.10 – Influência da altura útil na ductilidade de secções de betão armado (adaptado de ARCER, 2003).

A diminuição da compressão no betão pode também ser obtida pela colocação de armadura de compressão, podendo observar-se na Figura 4.11 a explicação para este facto, ou ainda, no caso de tal se revelar possível, pode aumentar-se a largura do bloco de betão comprimido da peça, passando a utilizar-se uma secção em T, por exemplo, conseguindo com isso reduzir drasticamente a profundidade do eixo neutro o que permite alcançar curvaturas últimas muito elevadas (Figura 4.12) (ARCER, 2003).

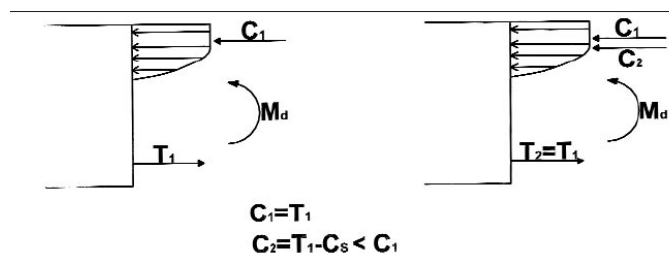


Figura 4.11 – Influência da armadura de compressão na ductilidade de secções de betão armado (adaptado de ARCER, 2003).

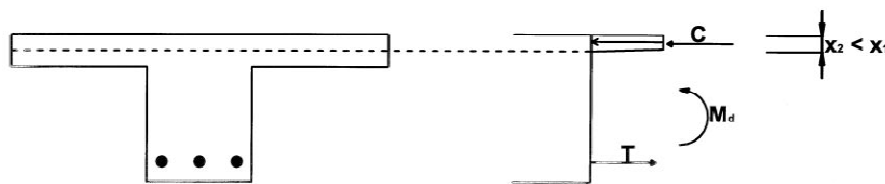


Figura 4.12 – Influência do tipo de secção adoptado na ductilidade de secções de betão armado (adaptado de ARCER, 2003).

No que se refere ao segundo ponto abordado, aumento da resistência e da capacidade de deformação última do betão, as melhorias nestas propriedades podem ser obtidas confinando o betão transversalmente. Ao confinar o betão, devido ao efeito de Poisson, este passa a funcionar sob um estado de tensão triaxial, aumentando de uma forma muito significativa a sua capacidade resistente e a sua capacidade de deformação última.

O confinamento do betão é conseguido à custa da colocação de armadura longitudinal e transversal, em quantidade suficiente e devidamente disposta, de modo a provocar o efeito de cintagem pretendido. Na imagem seguinte representa-se um esquema correspondente à cintagem do betão, encontrando-se ainda representados os parâmetros que permitem avaliar o grau de confinamento proporcionado pelas armaduras.

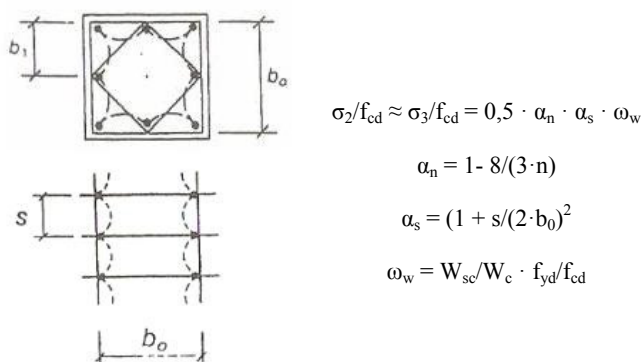


Figura 4.13 – Confinamento do betão (adaptado de MC 90).

4.3. COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS HIPERESTÁTICAS DE BETÃO ARMADO

Em estruturas isostáticas, qualquer que seja o nível de carregamento, os esforços em cada secção podem ser obtidos meramente por considerações de equilíbrio. Estes dependem apenas das cargas actuantes e da geometria e condições de apoio da estrutura. O valor dos esforços é proporcional às cargas aplicadas e não depende nem do estado dos materiais (fissurados, plastificados, etc.) nem da rigidez dos diversos elementos da estrutura. Verifica-se então que neste tipo de estruturas não é produzida qualquer redistribuição dos esforços na peça sendo, no entanto, ainda necessário que estas apresentem ductilidade adequada de modo a que as suas secções críticas tenham capacidade de rotação suficiente para se formar o mecanismo de colapso.

No que se refere a estruturas hiperestáticas é também preciso ter em conta os materiais utilizados e o seu comportamento mecânico. De facto, neste tipo de estruturas, a distribuição de esforços é função da rigidez apresentada pelos diversos elementos, estando esta dependente do estado tenso-deformacional

dos materiais, verificando-se que quanto mais rígido for o elemento ou a secção, maior valor de esforço irá absorver.

O que se verifica na realidade é que quando numa secção o betão fissura a sua rigidez diminui drasticamente. Isso faz com que para novos incrementos de carga actuante a secção fissurada absorva um valor de esforço bastante menor do que aquele que absorveria no caso de não se encontrar fissurada. Do mesmo modo, mas de uma forma ainda mais marcada, quando uma secção atinge a plastificação não tem capacidade de absorver nenhuma parte do incremento de carga actuante, ficando isto a dever-se ao facto da sua rigidez nestas condições ser praticamente nula. Como, apesar de tudo, o equilíbrio terá de se manter para que não se dê o colapso da estrutura, observa-se que as secções mais rígidas vêem os valores dos seus esforços aumentados. Este fenómeno de “transferência” de cargas quando uma secção atinge o seu limite designa-se por redistribuição de esforços.

Adoptando como exemplo uma viga bi-encastada de comprimento qualquer, l (m), sujeita a uma carga uniformemente distribuída de valor p (kN/m), monotonicamente crescente até que se atinja a rotura e armada de modo a que a sua capacidade resistente para o momento positivo máximo (a meio vão) seja igual à dos momentos negativos máximos (nos apoios), tal como se pode observar na figura seguinte, vindo a forma do diagrama momento-curvatura da secção transversal mais solicitada representada, de uma forma simplificada, na Figura 4.15 (ARCER, 2003).

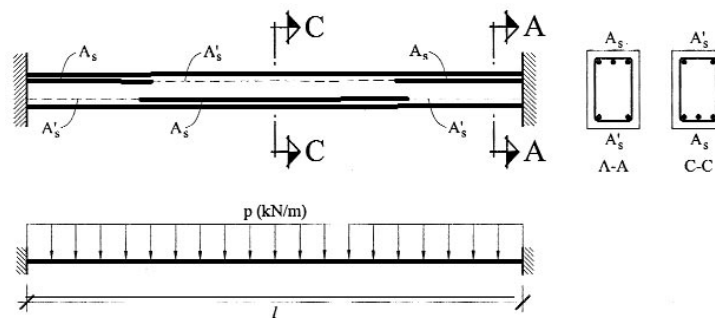


Figura 4.14 – Viga bi-encastada submetida a uma carga uniformemente distribuída (adaptado de ARCER, 2003).

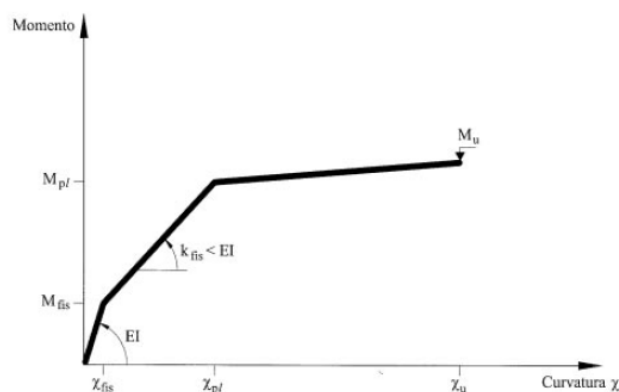


Figura 4.15 – Diagrama momento-curvatura simplificado (adaptado de ARCER, 2003).

Designando por M_A o momento flector na secção de apoio e por M_C o momento flector a meio vão sabe-se que a solução elástica linear deste tipo de estrutura equivale a valores de M_A e M_C unicamente

dependentes do valor da carga actuante e do comprimento da viga, valendo respectivamente $p \cdot l^2/12$ e $p \cdot l^2/24$. Na Figura 4.16 constata-se, no entanto, que devido à capacidade de redistribuição de esforços da estrutura o comportamento das secções referidas é diferente do previsto pela análise elástica linear, salientando-se que em todo o caso, e independentemente do estado no qual os materiais se encontram ou do nível de carga a que estes estão sujeitos, se observa que o equilíbrio entre as cargas, esforços e reacções é sempre mantido, fazendo com que no caso de se considerar apenas metade da viga, a soma do momento a meio vão com o momento no apoio é igual ao momento isostático, que vale $p \cdot l^2/8$.

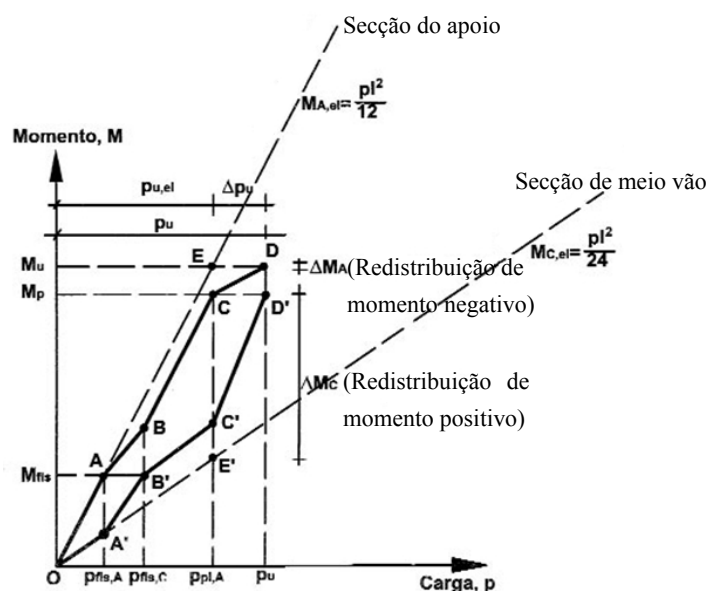


Figura 4.16 – Evolução dos momentos flectores numa viga bi-encastada sob a acção de uma carga uniformemente distribuída crescente até à ruptura (adaptado de ARCER, 2003).

Analisando a Figura 4.16, que representa a relação entre os momentos nas secções anteriormente referidas com a carga uniformemente distribuída que carrega a estrutura, e com o auxílio das linhas representativas da análise elástica linear já referida, pode verificar-se que para valores relativamente baixos da carga p , o comportamento da estrutura coincide com o previsto pela análise linear, sendo tal observado nas linhas OA e OA' representando as secções do apoio e do meio vão, respectivamente.

Este comportamento mantém-se até que a secção mais solicitada, neste caso a secção do apoio, atinge o seu momento de fissuração (ponto A). Nesse momento a sua rigidez diminui significativamente, podendo observar-se uma redução do declive do tramo AB comparativamente com o tramo anterior. Verifica-se, simultaneamente, que para a secção de meio vão, que ainda não se encontra fissurada, a relação carga/momento aumenta, passando a absorver uma maior parcela do incremento da carga actuante (tramo A'B'). Tal situação mantém-se até que a secção de meio vão atinja também o momento para o qual se inicia a fissuração do betão (ponto B').

A partir desse ponto verifica-se que, face aos incrementos de carga actuante, a resposta das secções se assemelha ao observado no troço inicial de carregamento e, consequentemente, da lei elástica linear. Por esse motivo os declives dos tramos BC e B'C' são praticamente iguais aos obtidos para baixos níveis de carregamento.

Regista-se uma nova alteração no comportamento da estrutura quando a secção do apoio, a mais solicitada, atinge a cedência, ponto C, iniciando a sua plastificação e dando origem à formação de uma

rótula plástica. Nesta fase a rigidez da secção do apoio sofre uma grande diminuição tornando-se praticamente nula. Se compararmos os declives dos tramos AB e CD verifica-se que o segundo apresenta um declive consideravelmente inferior, sinal de que a rigidez da secção após esta plastificar é bastante inferior àquela que a secção apresenta quando fissurada. A partir daqui o valor do momento no apoio pouco irá aumentar sendo a secção do meio vão que terá de suportar os incrementos da carga actuante. Verifica-se então um aumento brusco no valor do momento na secção de meio vão para pequenos incrementos no valor da carga actuante (tramo C'D').

Quando a secção de meio vão também plastifica, ponto D', a carga limite que a viga é capaz de suportar é atingida, vindo o momento último que a secção do apoio resiste dado pelo ponto D que, tal como se pode ver, não é muito superior ao momento de plastificação. Qualquer aumento da carga actuante a partir deste ponto originaria a introdução de forças que não estariam em equilíbrio, levando a uma rotação plástica excessiva das secções que conduziria à formação de um mecanismo de colapso.

Comparando agora os resultados obtidos com os previstos através de uma análise elástica linear pode verificar-se que existem diferenças significativas. Conforme se pode observar, a carga última expectável pela análise elástica linear corresponde à intersecção da linha a tracejado representativa do momento elástico no apoio com a recta horizontal correspondente ao momento último resistente da secção. No entanto, quando comparado este valor, designado por P_u^{el} , com o valor de carga última obtido na realidade, P_u , verifica-se que este último é consideravelmente superior. A diferença entre estes valores, ou seja, $\Delta P_u = P_u - P_u^{el}$, é denominada por reserva de resistência por adaptação plástica da estrutura.

Para além disso, no instante em que a estrutura atinge a rotura observa-se que os momentos reais obtidos nas secções do apoio e de meio vão correspondem, respectivamente, aos pontos D e D'. Por comparação com os valores previstos pela análise elástica linear, correspondentes aos pontos E e E', verifica-se que no caso da secção de apoio o valor de momento último previsto pela análise elástica linear é sensivelmente o mesmo do obtido na realidade. Já no que se refere à secção de meio vão as diferenças são muito significativas, sendo o momento último real bastante superior ao momento previsto pela análise elástica linear. Para cada secção, a diferença entre o momento real actuante que leva à rotura da peça e o momento de rotura previsto pela análise elástica linear, ΔM , é conhecido como redistribuição de esforços (ARCER, 2003).

Deve salientar-se que em todas as considerações aqui referidas se assumiu que as secções de apoio apresentavam uma ductilidade suficiente para que quando atingissem a plastificação, originando a formação de rótulas plásticas, estas secções têm uma capacidade de deformação suficiente para que, com subsequentes incrementos de carga actuante, se possa atingir também a plastificação de secção de meio vão antes de se dar a rotura, originando a formação de uma nova rótula plástica. Dito de outra forma, assumiu-se que a estrutura apresenta uma capacidade de redistribuição total dos momentos actuantes de modo a que se forme um mecanismo de colapso (originado pela formação das três rótulas plásticas).

Pode no entanto dar-se o caso da estrutura atingir a rotura ainda antes da secção de meio vão plastificar. Nesse caso está-se perante uma situação de distribuição parcial de esforços, sendo que a estrutura apresenta ainda assim uma ductilidade razoável.

No caso das secções de apoio não terem capacidade de rotação alguma, por estarem dimensionadas, por exemplo, com demasiada armadura ou por utilizarem aços de baixa ductilidade, verificar-se-ia que os tramos CD e C'D' seriam muito curtos e, conseqüentemente, a redistribuição de esforços seria muito reduzida, sendo devida quase na totalidade ao processo de formação e propagação de fendas.

4.4. DIMENSIONAMENTO DE SECÇÕES DE BETÃO ARMADO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

4.4.1. PROFUNDIDADE DO EIXO NEUTRO

Admitindo uma secção rectangular de betão armado com armadura de tracção e de compressão, como se pode ver na figura seguinte, sujeita a flexão composta, estabelecendo o equilíbrio seccional tendo em consideração o diagrama tensão-deformação que se obtém numa análise em estado limite último, virá que:

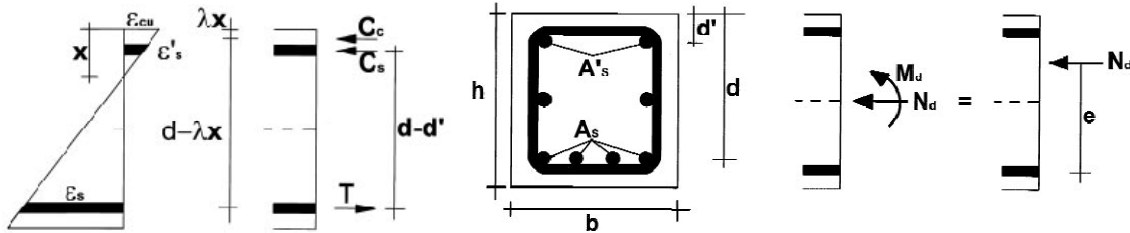


Figura 4.17 – Tensões e deformações em estado limite último numa secção de betão armado sujeita a flexão composta (adaptado de ARCER, 2003).

$$N_{Rd} = F_{sc} + F_{cc} - F_{st} \quad (4.9)$$

$$M_{Rd} = M_{Rd} + N_{Rd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_{Rd} \cdot e = F_{sc} \cdot (d - d') + F_{cc} \cdot (d - \lambda \cdot x) \quad (4.10)$$

Onde e corresponde à excentricidade do esforço axial, e vem dada por:

$$e = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad (4.11)$$

O valor da força no bloco de compressão no betão vem expresso por:

$$F_{cc} = \psi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \quad (4.12)$$

Em que:

x – representa a profundidade do eixo neutro;

ψ – é um factor que depende da deformação última do betão, ϵ_{cu} .

No caso de se adoptar o diagrama parábola-rectângulo e se considerar que a presente análise se restringe aos limites de deformação 3, 4 e 4a definidos na Figura 4.5, os valores de ϵ_{cu} e ψ são constantes e valem, respectivamente, 0,0035 e 0,688, no caso de se utilizarem betões com valor de resistência, f_{ck} , inferior a 50 MPa. Se, pelo contrário, se adoptar o diagrama rectangular de tensões para o betão, a profundidade do eixo neutro virá dada por $y = 0,8 x$, fazendo com que o valor de ψ seja 0,68.

O valor da força actuante na armadura comprimida corresponde à sua capacidade mecânica uma vez que se o betão alcança a sua extensão de rotura ($\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0,0035$), também o aço já terá atingido a plastificação, dado que $\epsilon'_s \geq 0,002$, e portanto:

$$F_{sc} = A'_s \cdot \sigma'_s = A'_s \cdot f'_{yd} \quad (4.13)$$

A força que actua na armadura de tracção, admitindo que se está na presença de uma rotura dúctil, ou seja, $x \leq x_{lim}$ será:

$$F_{st} = A_s \cdot \sigma_s = A_s \cdot f_{yd} \quad (4.14)$$

Como resultado de todas estas considerações o equilíbrio vem estabelecido por:

$$N_{Rd} = \psi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x + A'_s \cdot f'_{yd} - A_s \cdot f_{yd} \quad (4.15)$$

Transformando a equação anterior numa equação adimensional, dividindo-a pela capacidade mecânica do betão dada por:

$$U_c = f_{cd} \cdot b \cdot d \quad (4.16)$$

Obtém-se que:

$$\nu_d = \psi \cdot \frac{x}{d} + \omega' - \omega \quad (4.17)$$

Onde:

$$\nu_d = \frac{N_{Rd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} \quad (4.18)$$

representa o esforço axial reduzido.

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} \quad (4.19)$$

representa a quantidade mecânica de armadura de tracção e

$$\omega' = \frac{A'_s \cdot f'_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} \quad (4.20)$$

representa a quantidade mecânica de armadura de compressão.

Sendo assim, e admitindo que os aços utilizados como armadura de tracção e compressão são da mesma classe, ou seja, $f_{yd} = f'_{yd}$, a profundidade do eixo neutro, x/d , virá:

$$\frac{x}{d} = \frac{\nu_d + \omega - \omega'}{\psi} = \frac{\nu_d + \omega - \omega'}{0,688} = 1,453 \cdot \left[\nu_d + (\rho - \rho') \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right] \quad (4.21)$$

Em que ρ e ρ' representam a quantidade geométrica de armadura de tracção e compressão, respectivamente.

A partir desta expressão pode observar-se que a posição do eixo neutro depende do esforço axial actuante e das quantidades de armadura de tracção e compressão. Verifica-se que a profundidade do eixo neutro aumenta com o aumento do esforço axial e também com o aumento da resistência do aço, diminuindo no caso de se registar uma diminuição no valor da relação entre as quantidades de armadura de tracção e de compressão e ainda com o aumento de resistência do betão. Deve ainda salientar-se que para betões de classe de resistência inferior a 50 MPa, o valor de ψ é praticamente uma constante (ARCER, 2003).

4.4.2. CURVATURA ÚLTIMA

A curvatura última de uma dada secção, χ_u , pode ser calculada pela seguinte fórmula:

$$\chi_u = \frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d - x} \quad (4.22)$$

Ou, de forma adimensional, por:

$$\theta_u = \chi_u \cdot d = \frac{\varepsilon_c}{\frac{x}{d}} = \frac{\varepsilon_s}{1 - \frac{x}{d}} \quad (4.23)$$

Quando a rotura se atinge por esgotamento da capacidade resistente do betão comprimido, antes da armadura de tracção ter atingido a sua deformação última, a curvatura última pode ser escrita da seguinte forma:

$$\theta_u = \chi_u \cdot d = \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{x}{d}} = \frac{0,0035}{\frac{x}{d}} \quad (4.24)$$

Se, pelo contrário, atingir a rotura por deformação excessiva da armadura de tracção, antes do betão atingir a sua deformação última, a curvatura última será dada por:

$$\theta_u = \chi_u \cdot d = \frac{\varepsilon_{su}}{1 - \frac{x}{d}} \quad (4.25)$$

As curvas correspondentes à evolução da curvatura última em função da profundidade do eixo neutro para as duas situações referidas encontram-se representadas na figura seguinte, podendo constatar-se que existe um pico que corresponde ao esgotamento, em simultâneo, da capacidade resistente de ambos os materiais. Obviamente que quanto maior for a capacidade de deformação última do aço maior será também a curvatura associada ao pico. Observa-se também que no ramo ascendente, correspondente ao esgotamento da capacidade resistente do aço, a curvatura é directamente proporcional à deformação última do aço, tratando-se portanto de uma zona em que as características de ductilidade do aço assumem particular importância. No ramo descendente, que corresponde ao esgotamento da capacidade resistente do betão, verifica-se que a curvatura última é directamente proporcional à deformação última do betão que, tal como já foi referido, é aproximadamente constante. Este facto demonstra a grande utilidade e a importância de se efectuar um bom confinamento do betão (ARCER, 2003).

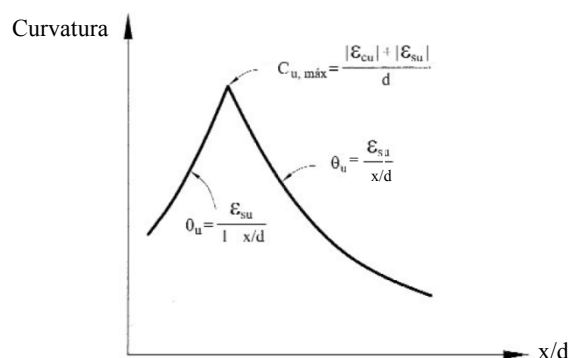


Figura 4.18 – Relação entre a profundidade do eixo neutro com a curvatura última (adaptado de ARCER, 2003).

4.4.3. MOMENTO ÚLTIMO

Relativamente ao momento último resistente de uma dada secção, e admitindo que a armadura de compressão atinge a plastificação, este vem dado por:

$$M_{Rd} = N_{Rd} \cdot e = \psi \cdot f_{cd} \cdot x \cdot (d - \lambda \cdot x) + A'_s \cdot f'_{yd} \cdot (d - d') \quad (4.26)$$

Onde o produto $\lambda \cdot x$ representa a distância da resultante das forças de compressão no betão à fibra mais comprimida da secção. Se a análise se mantiver, como referido anteriormente, apenas para os domínios de deformação 3, 4 e 4a, e adoptando para o valor de extensão da fibra de betão mais comprimida o valor de $\varepsilon_{cu} = 0,0035$, obtém-se $\lambda = 0,416$ e $\psi = 0,688$, como se referiu anteriormente.

Pode também transformar-se a expressão anterior numa expressão adimensional, bastando para tal dividi-la por:

$$U_c \cdot d = f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \quad (4.27)$$

O que resulta em:

$$\mu_d = \psi \cdot \frac{x}{d} \cdot \left(1 - \lambda \cdot \frac{x}{d}\right) + \omega' \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right) = 0,688 \cdot \frac{x}{d} \cdot \left(1 - 0,416 \cdot \frac{x}{d}\right) + \omega' \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \quad (4.28)$$

Onde:

$$\mu_d = \frac{M_{Rd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (4.29)$$

representa o momento reduzido adimensional.

Normalmente, o dimensionamento de secções de betão armado é efectuado comparando o momento de cálculo, M_{Rd} , com um momento de referência, designado por momento limite, que se trata do momento máximo que a secção tem capacidade de resistir sem armadura de compressão. O momento limite aumenta com o valor de x/d como se pode observar pela equação que o define e a respectiva curva, representada na figura seguinte.

$$\mu_{d,lim} = \psi \cdot \frac{x}{d} \cdot \left(1 - \lambda \cdot \frac{x}{d}\right) = 0,688 \cdot \frac{x}{d} \cdot \left(1 - 0,416 \cdot \frac{x}{d}\right) \quad (4.30)$$

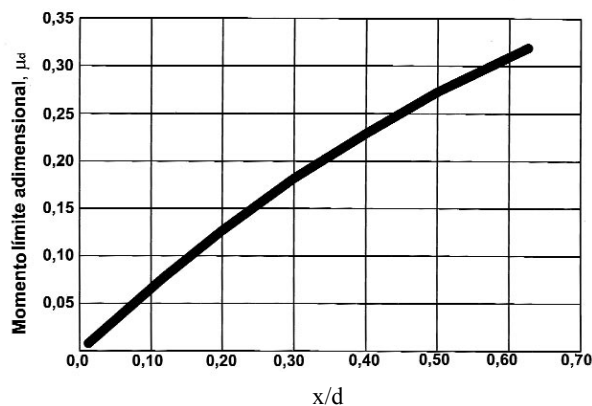


Figura 4.19 – Momento limite adimensional em função da posição do eixo neutro (adaptado de ARCER, 2003).

Habitualmente fixa-se a profundidade relativa máxima, x/d , para que não se dê uma rotura frágil, sendo tal profundidade designada por profundidade limite, que vem expressa por:

$$\left(\frac{x}{d}\right)_{\text{lim}} = \frac{1}{1 + \frac{\varepsilon_{yd}}{0,0035}} = \frac{1}{1 + \frac{f_{yk}}{\gamma_d \cdot E_s \cdot 0,0035}} \quad (4.31)$$

Sempre que se verifique que $M_d < M_{d,\text{lim}}$ não será necessária a utilização de armadura de compressão sendo portanto $x/d < (x/d)_{\text{lim}}$. Se por outro lado se verificar que $M_d > M_{d,\text{lim}}$ torna-se necessária a utilização de armadura de compressão, que pode ser obtida fixando um valor de $x/d = (x/d)_{\text{lim}}$, sendo a equação de momentos resolvida em ordem a ω' , enquanto que ω se obtém a partir da equação das forças, ou seja:

$$\omega' = \frac{\mu_d - \mu_{\text{lim}}}{1 - \frac{d'}{d}} \quad (4.32)$$

$$\omega = \psi \cdot \left(\frac{x}{d}\right)_{\text{lim}} + \omega' - \nu_d \quad (4.33)$$

Se em vez de se efectuar a comparação do momento de cálculo com o momento limite se utilizar um momento associado a uma profundidade do eixo neutro qualquer, x^*/d , inferior à profundidade limite obtém-se:

$$\mu_d^* = \psi \cdot \frac{x^*}{d} \cdot \left(1 - \lambda \cdot \frac{x^*}{d}\right) \quad (4.34)$$

Neste caso adoptando uma metodologia semelhante à referida anteriormente, mas utilizando agora μ^* em vez de μ_{lim} , é possível dimensionar as secções de betão armado para um valor pré-fixado de profundidade do eixo neutro. Desta forma o que se faz é basicamente estabelecer um determinado nível de ductilidade, função do tipo de aço utilizado (ARCER, 2003). Na figura seguinte encontra-se representado um ábaco utilizado no dimensionamento de secções rectangulares de betão armado submetidas a flexão simples, em função de uma posição do eixo neutro pré-fixada.

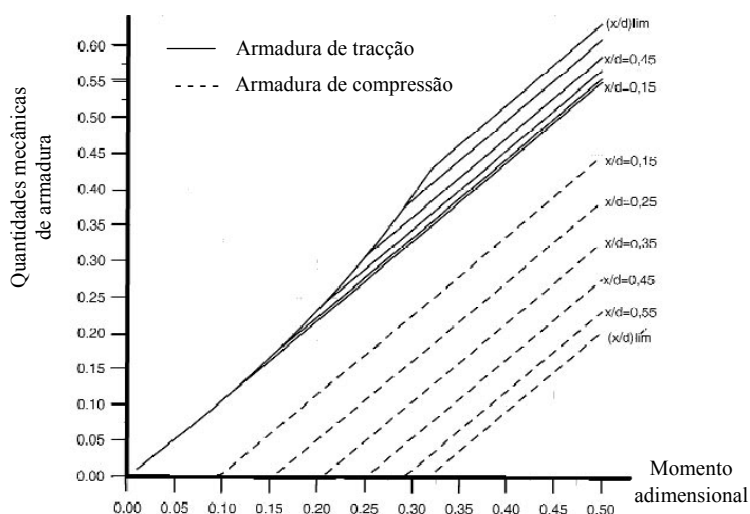


Figura 4.20 – Ábaco de dimensionamento de secções rectangulares de betão armado submetidas a flexão simples com uma profundidade do eixo neutro pré-fixada (adaptado de ARCER, 2003).

4.5. MÉTODOS DE CÁLCULO

Conforme tem sido referido ao longo do presente capítulo, o comportamento das secções de betão armado caracteriza-se por diversos factores que conduzem a que se registem variações consideráveis na distribuição de rigidez da secção ao longo do comprimento da peça. De entre estes factores destacam-se a não-linearidade do conjunto formado por aço e betão, fenómeno facilmente observado nos diagramas de tensão-extensão das secções, a existência de armaduras de aço que, em determinadas zonas, nomeadamente nos nós, podem originar esforços consideravelmente distintos dos previstos em resultado de uma análise elástico-linear com rigidez constante, e ainda a fissuração do betão, sendo este o factor que mais altera a rigidez das secções de betão armado e que ocorre praticamente em todas as estruturas, que origina alterações consideráveis na deformabilidade e na distribuição dos esforços, no caso de estruturas hiperestáticas (ARCER, 2000a).

Neste ponto, irão ser descritos e analisados os diversos métodos de cálculo de estruturas actualmente utilizados. Tendo em consideração o que foi dito anteriormente, torna-se necessário avaliar em que medida é que os vários métodos têm em atenção os aspectos do comportamento das estruturas de betão armado referidos ao longo deste capítulo, verificando ainda se os seus pressupostos teóricos permitem obter resultados próximos dos que se verificam na realidade e avaliar o grau de segurança presente em cada método. Será também dada especial atenção à importância assumida pela ductilidade para cada um dos métodos em análise.

4.5.1. ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR

A utilização da análise elástica linear no cálculo de estruturas revela-se o método mais frequentemente utilizado dada a sua simplicidade. De facto este método baseia-se na hipótese clássica da Resistência de Materiais segundo a qual os materiais constituintes de uma estrutura submetida à flexão apresentam um comportamento elástico e linear, isto é, existe uma proporcionalidade entre a acção e a resposta. Esta proporcionalidade é verificada a todos os níveis, ou seja, quer do ponto de vista da estrutura de uma forma global, havendo proporcionalidade entre as acções e as reacções, esforços, deslocamentos e também rotações, quer ainda a nível da secção onde se admite a existência de proporcionalidade entre o momento flector e a correspondente curvatura que se desenvolve (ARCER, 2000a).

Para além disto apresenta outra grande vantagem, talvez ainda mais significativa, que é o facto deste método não necessitar de introduzir a quantidade da armadura “à priori”. Este é aliás um dos principais inconvenientes de outros métodos que irão ser apresentados seguidamente. Utilizando a análise elástica linear a rigidez da secção não vem condicionada pela armadura existente, dependendo unicamente das dimensões da peça e do módulo de elasticidade do betão.

Para uma dada secção de betão armado e adoptando os pressupostos teóricos intrínsecos ao método da análise elástica linear, a sua representação num diagrama que relaciona os momentos e as curvaturas corresponde a uma recta cujo declive representa a rigidez da secção. Este método não tem em consideração a fendilhação do betão nem a plastificação das armaduras e assume que a rotura da peça se verifica quando a fibra mais solicitada atinge o limite elástico.

Por este motivo a carga última que o método permite obter é consideravelmente inferior ao valor real que a estrutura é capaz de suportar, fazendo com que este seja um método bastante conservativo.

A ductilidade das secções e da estrutura global não é tida em consideração neste método, o que não é de admirar visto tratar-se de um método muito simples e que não permite que se verifiquem grandes deformações das secções.

De uma forma geral pode dizer-se que é um método bastante prático de utilizar, ideal para utilizar numa fase de pré-dimensionamento, e que para solicitações pouco significativas e verificação dos estados limites de utilização se revela adequado. No entanto, quando as cargas na estrutura aumentam para valores consideráveis, inclusivamente para a análise à rotura da estrutura, o método revela-se inadequado, afastando-se bastante da realidade sendo o seu uso desaconselhável pelo facto de não aproveitar correctamente a capacidade resistente da estrutura.

4.5.2. ANÁLISE NÃO LINEAR

Uma vez que o método de análise linear representa o comportamento das secções de betão armado de uma forma muito simplificada, tornou-se necessária a elaboração de um método de cálculo que representasse de uma forma mais realista este comportamento. Em resposta a esta necessidade surgiu a criação de um método de análise consideravelmente mais complexo, que se designa por método de análise não linear.

O método de análise não linear trata-se de um método muito mais recente que o método de análise linear, sendo apenas possível graças ao grande desenvolvimento dos métodos computacionais que se verificaram nas últimas décadas. Este método pretende retratar os diversos fenómenos que ocorrem nas secções de betão armado, observados durante a realização de ensaios, e que fazem com que o procedimento de análise seja bastante mais complexo.

De facto, este método pretende ter em consideração factores como a não-linearidade do conjunto formado por aço e betão, a fissuração do betão, a presença e possível plastificação das armaduras, e ainda a ocorrência de fenómenos diferidos tais como a retracção ou a fluência. A consideração de todos estes fenómenos torna este método consideravelmente complexo, representando o comportamento das peças de betão armado de uma forma muito próxima daquela que se observa na realidade.

Representando simultaneamente num diagrama de momento-curvatura o comportamento de uma secção genérica de betão armado, calculada com base nos dois métodos referidos, o método de análise linear e o de análise não linear, observa-se que o resultado obtido é bastante diferente. Tal representação pode ser observada na figura seguinte.

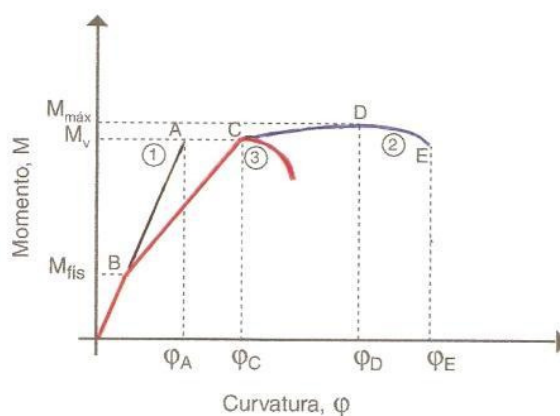


Figura 4.21 – Diagramas momento-curvatura obtidos através de uma análise linear e não linear (adaptado de ARCER, 2000a).

Pode então verificar-se que, até ocorrer a fissuração do betão, que ocorre no momento em que se atinge o ponto B do diagrama em análise, o comportamento da peça é coincidente para ambos os métodos. No entanto, a partir desse ponto, verifica-se uma alteração na rigidez da secção não tida em conta pela análise linear pelo que este método mantém o declive constante, enquanto que o método de análise não linear, ao ter este factor em consideração, provoca uma redução do declive da recta, sendo este correspondente à rigidez da secção fissurada. Esta recta prolonga-se até se atingir um valor de momento que leve ao início da plastificação do betão, ou que o aço atinja o seu limite elástico ou ainda que se verifiquem ambas as situações em simultâneo, estando esta situação representada pelo ponto C do diagrama. A partir daqui as características do aço assumem particular importância. Dependendo do tipo de aço utilizado, podem observar-se duas situações bastante distintas: no caso de um aço frágil, quando a armadura atinge o seu limite elástico dá-se a rotura da secção mais solicitada e o consequente colapso da estrutura (curva 3); no caso de se tratar de um aço dúctil, torna-se possível ocorrer uma redistribuição dos esforços na peça, que permite um aumento da capacidade resistente da mesma, vindo este momento máximo resistente representado pelo ponto D do diagrama. A partir deste ponto pode observar-se um aumento significativo da curvatura, podendo eventualmente registar-se uma diminuição do valor do momento resistente, até que se atinja a rotura da secção, correspondente ao ponto E do diagrama.

Com base em alguns estudos efectuados, pode verificar-se que o valor do momento máximo obtido por uma análise não linear não é muito superior ao obtido por uma análise linear, sendo que esta diferença normalmente não excede os 10%. Contudo, no que se refere às deformações, os resultados obtidos pelos dois métodos diferem de forma muito significativa, podendo a curvatura final obtida pela análise não linear ser muito superior à obtida por uma análise linear.

Verifica-se então que dispor de uma ductilidade adequada é bastante vantajoso para um melhor desempenho da estrutura, uma vez que só assim é possível que, em situações próximas da rotura, ocorra uma redistribuição dos esforços, permitindo desse modo que a estrutura tenha uma capacidade de absorção de energia bastante superior. Para além disso, o facto de se dispor de secções dúcteis tem ainda a vantagem de, como já foi referido anteriormente, antes de se atingir a rotura a estrutura fornecer uma importante informação visual através de deformações e fissuras excessivas que alertam para a iminência de colapso.

4.5.3. ANÁLISE LINEAR COM REDISTRIBUIÇÃO LIMITADA

Trata-se de um método de cálculo de estruturas que se situa entre ambas as análises referidas anteriormente, a análise elástica linear e a análise não linear. O método de análise linear com redistribuição limitada pretende tirar partido das vantagens apresentadas por cada um dos métodos, tentando evitar os principais inconvenientes que lhes são apontados.

Como tal este método inicia o cálculo da estrutura com base num cálculo linear, semelhante ao método de elástico linear, aproveitando-se da simplicidade de cálculo que esta metodologia permite.

Em seguida, e tendo em atenção o facto da análise elástica linear, tal como já foi referido, não entrar em consideração com efeitos como a fissuração do betão, que origina alterações na rigidez da estrutura, ou ainda da ductilidade apresentada pela mesma, este método permite que se proceda a uma alteração no diagrama de momentos obtido pela análise elástica linear, através de um coeficiente de redistribuição, δ . Este coeficiente de redistribuição tem como objectivo permitir uma redução dos valores dos momentos nas secções mais solicitadas, secções críticas, garantindo a existência de um maior equilíbrio entre os momentos positivos e negativos, fazendo com que os valores obtidos sejam

mais próximos dos que se observam na realidade para situações próximas da rotura. Para efeitos de cálculo, basta multiplicar o valor do momento obtido pela análise elástica linear pelo coeficiente de redistribuição, δ , garantindo que se cumprem as condições de equilíbrio. Quer isto dizer que como consequência desta variação no valor do momento redistribuído, todos os esforços, axial, transversal e momento, serão afectados de modo a que o equilíbrio se mantenha.

Para que este método seja passível de ser aplicado é necessário assegurar que as secções onde se pretende realizar a redistribuição dos momentos tenham uma capacidade de rotação plástica adequada, ou seja, é essencial que as secções apresentem uma ductilidade adequada.

A aplicação deste método vem contemplada em diversos regulamentos, sendo o coeficiente de redistribuição variável de regulamento para regulamento, e ainda dependente do tipo de estrutura em análise. No próximo capítulo será feita uma abordagem mais profunda a este método de cálculo de estruturas, onde as bases para a sua aplicação serão estudadas assim como as condições da sua aplicação previstas por diversos regulamentos actuais.

5

ANÁLISE ESTRUTURAL DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo será elaborada uma descrição mais detalhada do método de análise linear com redistribuição de esforços. Serão explicados os fundamentos para a aplicação deste método e serão ainda abordados os diversos regulamentos que o referem, destacando-se ainda as condições de aplicação previstas em cada um deles.

Para além disso será introduzido e explicado o conceito de rótula plástica, avaliando os diversos factores que influenciam o seu comportamento e comprimento, fazendo-se ainda uma análise dos factores que originam a variabilidade da capacidade de rotação de secções de betão armado.

Serão também introduzidos dois programas de cálculo, designadamente os programas SECCAO e PLASTD 90, que permitem avaliar o comportamento até à rotura e a capacidade de rotação das secções, no primeiro caso, e de estruturas de betão armado na sua globalidade, no segundo caso. Com o auxílio destes programas pretende-se realizar a análise de um caso simples, uma viga bi-encastada. Pretende-se comparar os resultados obtidos através do método de análise linear e do método de análise linear com redistribuição de esforços, tendo ainda um outro objectivo que consiste em avaliar em que medida a utilização de diferentes classes de aço interfere com o comportamento da estrutura em estado limite último, tanto em termo de capacidade de carga, como com a capacidade que esta apresenta para que se proceda à redistribuição de esforços.

5.2. ANÁLISE LINEAR COM REDISTRIBUIÇÃO LIMITADA DE ESFORÇOS

Conforme já foi referido no capítulo anterior, este método de análise linear com redistribuição de esforços pretende tirar partido das vantagens presentes nos métodos de análise elástica linear e de análise não linear. Como tal, parte de uma análise elástica linear que se trata de um processo bastante simples para determinar de uma forma expedita os esforços numa estrutura.

Trata-se de um método de análise indicado para estados limites últimos tendo a vantagem de, quando comparado com o método de análise não linear, se revelar mais simples. Apresenta ainda a vantagem de, tal como nos métodos lineares, assegurar tensões aceitáveis no betão e no aço e garantir ainda fissuração moderada para os estados limites de serviço. Apesar de, geralmente, à partida os estados limites de serviço estarem assegurados, torna-se necessário proceder à verificação dos mesmos, particularmente da fissuração por tracção e da micro-fissuração por compressão. Estas verificações não trazem grande dificuldade porque para as realizar apenas se tem de utilizar os valores obtidos

inicialmente pelo método, dados por uma análise elástica linear, e não proceder a qualquer redistribuição.

A sua aplicação vem contemplada em diversos regulamentos, sofrendo ligeiras variações de regulamento para regulamento e, dependendo ainda do tipo de estrutura em análise.

De acordo com o que também já se escreveu no capítulo anterior, este método procede à alteração dos valores obtidos pela análise elástica linear entrando com um coeficiente, δ , designado por coeficiente de redistribuição. A introdução deste coeficiente permite que este método seja aplicável em estado limite último, ao contrário do que se observa no método de análise linear que serve de base para o cálculo. De facto este coeficiente de redistribuição pretende ter em conta os factores que fazem com que o comportamento das secções de betão armado seja não linear. Ou seja, pretende entrar em linha de conta com as variações de rigidez resultantes da fendilhação do betão e ainda da plastificação das armaduras.

No entanto, de modo a ser possível utilizar-se este método de cálculo, torna-se necessário garantir que as secções críticas, aquelas em que se irá proceder à redistribuição de momentos, apresentem uma capacidade de rotação suficiente, caso contrário, o comportamento previsto no cálculo não se verifica na realidade o que se pode revelar bastante problemático. Sendo assim, as quantidades de armadura utilizadas devem ser as adequadas de modo a tornar as secções suficientemente resistentes mas, ao mesmo tempo, garantir que estas têm uma ductilidade adequada ao grau de redistribuição pretendido.

É neste ponto, aliás, que os regulamentos existentes se revelam de grande utilidade pois estabelecem os valores de redistribuição admissíveis para os diversos tipos de estruturas, podendo assim já se ter uma ideia do grau de redistribuição que se irá utilizar e, consequentemente, das características de ductilidade que as secções devem apresentar.

Considerando que as secções têm uma ductilidade adequada, este método admite que ocorre a formação de rótulas plásticas nas secções críticas que levam a que se forme um mecanismo de colapso da estrutura.

A possibilidade de se proceder a uma redistribuição de esforços e admitir que se formam rótulas plásticas na estrutura por parte deste método de análise baseia-se em dois teoremas básicos da plasticidade: o teorema estático e o teorema cinemático. Desta forma considera-se que os elementos estruturais apresentam um comportamento rígido-plástico, sendo que este tipo de análise apenas visa a obtenção da carga última, que leva à formação de um mecanismo de colapso, sendo válido apenas em verificações em estado limite último uma vez que se parte deste estado e se ignora o comportamento anterior da estrutura.

Em contraste com o que se observa numa análise elástica linear em que existe proporcionalidade entre tensões e deformações, no domínio plástico a relação entre as tensões e as deformações não é mais unívoca nem reversível (Cruz e Meireles, 2005). As condições a garantir para se realizar um cálculo plástico são: o equilíbrio entre todas as forças, os esforços internos devem ser inferiores ou iguais à resistência última dos materiais, ou seja, às resistências correspondentes à plastificação de aço e betão e devem ainda formar-se um número suficiente de rótulas plásticas de modo a que a estrutura se transforme num mecanismo.

Convém salientar que tanto a primeira como a segunda condição referidas estão também presentes no cálculo elástico linear, contudo a terceira condição é substituída pela condição da deformada não apresentar descontinuidades.

Em geral, não se revela possível satisfazer ao mesmo tempo as três condições do cálculo plástico. Como tal, torna-se necessário partir de duas dessas condições e, através de um processo de tentativas, obter a satisfação da terceira condição.

Existem duas abordagens ou métodos diferentes de cálculo plástico de estruturas que serão apresentados de seguida.

5.2.1. MÉTODO ESTÁTICO

O método estático satisfaz as primeiras duas condições referidas: o equilíbrio e a resistência. Este método impõe que os esforços actuantes em qualquer secção da estrutura sejam inferiores à sua capacidade resistente sendo assim necessário que se atinja um equilíbrio interno sem que para tal se transgrida a condição de resistência. Introduce-se assim a noção de diagrama ou campo de momentos estaticamente admissíveis (Cruz e Meireles, 2005).

Este método baseia-se no teorema estático que diz: “Toda a carga, Q_i , à qual corresponde um campo de momentos, M_i , estável (o que significa que a condição de resistência é respeitada – $M \leq M_p$) e estaticamente admissível é inferior ou igual à carga última exacta, Q_u ”.

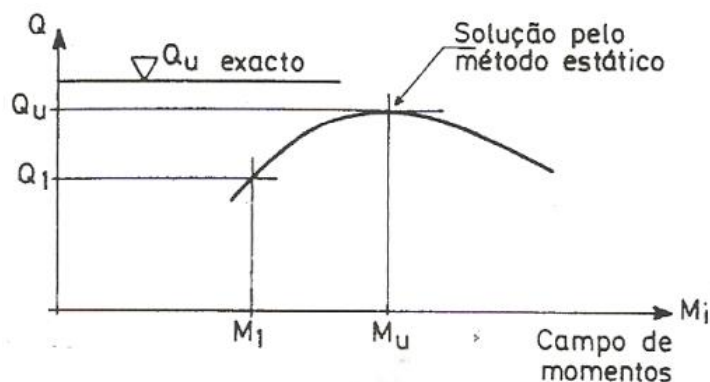


Figura 5.1 – Teorema estático (adaptado de Figueiras, 2003).

Com base no teorema enunciado começa-se por traçar um diagrama de momentos estaticamente admissível, ou seja, um diagrama em que se verifique um equilíbrio das forças exteriores aplicadas e que respeite a condição de resistência desprezando as condições de compatibilidade. Existe uma infinidade de campos de momentos possíveis mas deve notar-se que qualquer que seja a linha de fecho arbitrariamente escolhida para o diagrama de momentos a equação de equilíbrio seguinte é satisfeita:

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = -q \quad (5.1)$$

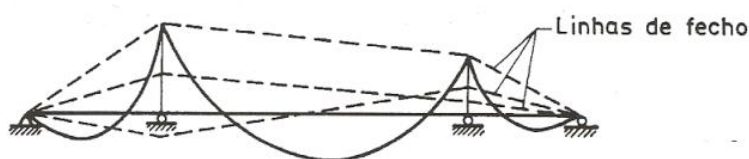


Figura 5.2 – Diagramas de momentos estaticamente admissíveis (adaptado de Figueiras, 2003).

Desde que não se forme um mecanismo, a carga obtida por este método é inferior à carga última exacta, sendo por isso o teorema no qual o método se baseia também designado por teorema do limite inferior. Observa-se portanto que o método estático é conservativo, fornecendo soluções do lado da segurança.

5.2.2. MÉTODO CINEMÁTICO

Este método satisfaz simultaneamente a condição de equilíbrio e a condição da estrutura se poder transformar num mecanismo. Tendo-se admitido um mecanismo cinematicamente admissível, exprime-se o equilíbrio de cada parte compreendida entre os locais onde se formam as rótulas plásticas. Ao contrário do método incremental de análise não linear, que consiste em analisar a evolução das deformações e dos esforços numa estrutura desde o início do carregamento até se dar a rotura, fornecendo directamente um valor exacto da carga última, tanto o método estático como o método cinemático referido anteriormente são métodos de cálculo iterativos realizados por tentativas sucessivas (Cruz e Meireles, 2005).

Este método baseia-se no teorema cinemático que diz que: “Toda a carga, Q_i , à qual corresponde um mecanismo de colapso cinematicamente admissível é superior ou igual à carga última exacta, Q_u ”.

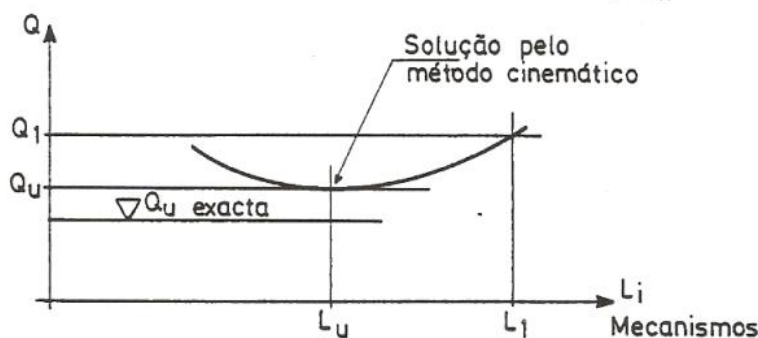


Figura 5.3 – Teorema cinemático (adaptado de Figueiras, 2003).

Conforme se viu o método cinemático parte das condições de formação de um mecanismo e de equilíbrio, existindo, no entanto, uma infinidade de mecanismos cinematicamente admissíveis. Torna-se portanto necessário escolher mecanismos que, à partida, se revelem plausíveis.

De modo a não sobrestimar a carga última, Q_u , torna-se necessário garantir que em qualquer secção se verifique que $M \leq M_p$. Somente nos locais onde se formam as rótulas plásticas se terá que $M = M_p$, devendo em qualquer outra secção garantir-se o que atrás se referiu.

No caso da condição de resistência não ser satisfeita toda a carga obtida para o mecanismo em questão será superior à carga última real, fazendo com que o teorema no qual se baseia este método também seja designado por teorema do limite superior.

5.2.3. TEOREMA DA UNICIDADE

Tendo em conta os dois teoremas que servem de base aos métodos estático e cinemático, em que se pode retirar que $Q_{u,estático} \leq Q_{u,exacto}$ e que $Q_{u,cinemático} \geq Q_{u,exacto}$ pode deduzir-se o teorema da unicidade que diz: “Quando for possível fazer corresponder a um mecanismo de colapso cinematicamente

admissível um campo de momentos estaticamente admissível, a carga comum correspondente é a carga última exacta”.

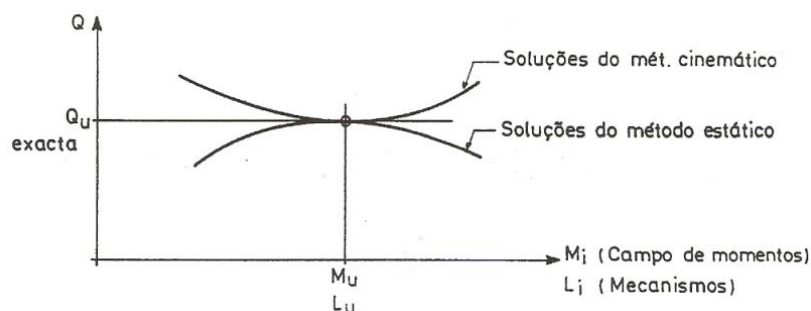


Figura 5.4 – Teorema da unicidade (adaptado de Figueiras, 2003).

5.2.4. REGULAMENTOS

Tendo em conta ambos os métodos referidos anteriormente e ainda os teoremas que lhes estão subjacentes, podemos observar que estes são a base para se poder realizar uma redistribuição dos esforços nas estruturas de betão armado. No entanto os diversos regulamentos existentes que referem o método de análise linear com redistribuição limitada de esforços têm visões distintas, essencialmente por adoptarem diferentes graus de segurança, quanto aos valores dos coeficientes de redistribuição que são possíveis de utilizar. Observa-se ainda que o coeficiente de redistribuição não é apenas função do regulamento analisado mas que também depende do tipo de estrutura em estudo.

Seguidamente serão apresentadas as condições de aplicação do método de análise linear com redistribuição limitada previstas em alguns dos regulamentos mais frequentemente utilizados, sendo eles designadamente os seguintes: Eurocódigo 2, Método do American Concrete Institute (ACI), Código Modelo CEB-FIP 1990 e ainda o REBAP.

5.2.4.1. Eurocódigo 2

O EC 2 estabelece no ponto 5.5 as condições de aplicação da análise linear com redistribuição limitada. Este regulamento estabelece, tal como já se referiu anteriormente, que o campo de aplicação do método se remete a estados limites últimos.

De modo a que se proceda a uma redistribuição dos esforços este regulamento obriga a que se garanta que após a redistribuição o equilíbrio é mantido, impondo ainda que este método só seja aplicável a vigas ou lajes contínuas, solicitadas predominantemente à flexão e onde a relação entre vãos adjacente se situa entre 0,5 e 2, não permitindo que se faça redistribuição de esforços em pilares. Esta norma permite que se proceda à redistribuição de esforços sem se realizar uma verificação prévia da capacidade de rotação limitando contudo a sua aplicação impedindo que se efectue redistribuição de esforços em zonas onde não se possa definir com confiança a capacidade de rotação, como por exemplo nos nós de pórticos pré-esforçados.

Em função do que se referiu o EC 2 define que a redistribuição de momentos a utilizar deve garantir que:

$$\delta \geq k_1 + k_2 \cdot \frac{x_u}{d} \quad (5.2)$$

Quando f_{ck} é inferior ou igual a 50 MPa, ou:

$$\delta \geq k_3 + k_4 \cdot \frac{x_u}{d} \quad (5.3)$$

No caso de f_{ck} ser superior a 50 MPa.

Os símbolos presentes nas fórmulas representam:

δ – relação entre o momento após a redistribuição e o momento obtido pela análise elástica linear;

x_u – profundidade do eixo neutro no estado limite último após a redistribuição;

d – altura útil da secção.

O EC 2 estabelece ainda que no caso de se utilizarem armaduras da classe B ou C (ver ponto 3.5.1.1) que se garanta que:

$$\delta \geq k_5 \quad (5.4)$$

Ou no caso de utilização de armadura da classe A (ver ponto 3.5.1.1):

$$\delta \geq k_6 \quad (5.5)$$

Os valores de k_i a utilizar vêm estabelecidos no respectivo Anexo Nacional, sendo os valores recomendados os seguintes:

$$k_1 = 0,44 \quad (5.6)$$

$$k_2 = 1,25 \cdot \frac{0,6 + 0,0014}{\varepsilon_{cu}} \quad (5.7)$$

$$k_3 = 0,54 \quad (5.8)$$

$$k_4 = 1,25 \cdot \frac{0,6 + 0,0014}{\varepsilon_{cu}} \quad (5.9)$$

$$k_5 = 0,7 \quad (5.10)$$

$$k_6 = 0,8 \quad (5.11)$$

Onde ε_{cu} representa a extensão última do betão, podendo ser consultada no Quadro 3.1 do respectivo regulamento.

5.2.4.2. Método ACI

O regulamento americano também prevê a utilização do método de análise linear com redistribuição limitada de esforços. No entanto a sua aplicação limita-se a vigas contínuas e a peças submetidas predominantemente à flexão. Este método exclui a utilização de redistribuição de esforços em estruturas para as quais os momentos de cálculo foram obtidos por métodos de cálculo aproximados,

entendendo-se por isso os métodos cujos esforços obtidos não resultam de um cálculo estrutural baseado na resolução de equações de equilíbrio e de compatibilidade e ainda no comportamento tenso-deformacional dos seus materiais.

A margem de redistribuição permitida por esta norma depende da diferença entre as quantidades geométricas de armadura de tracção e de compressão representadas, respectivamente, por ρ e ρ' , e ainda da qualidade do aço utilizado, podendo o seu valor ser obtido graficamente como se pode ver pela figura seguinte.

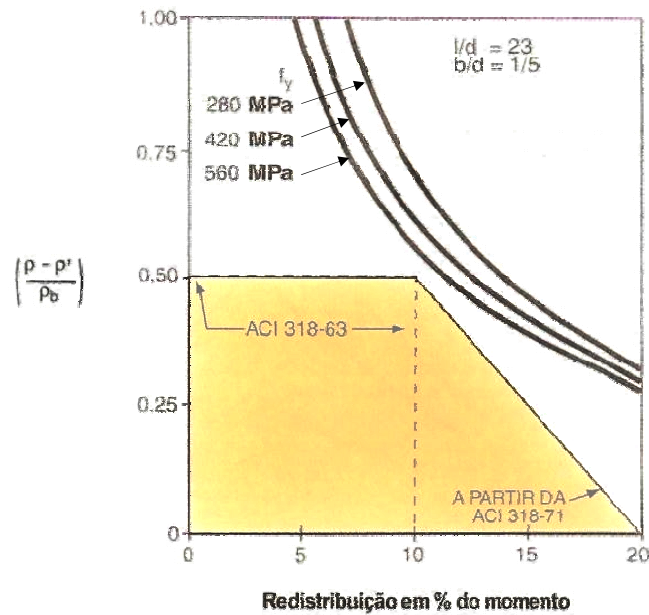


Figura 5.5 – Método proposto no regulamento americano (adaptado de ARCER, 2000a).

Para além de poder ser obtido graficamente, o coeficiente de redistribuição pode também ser obtido de forma analítica, bastando para tal utilizar as seguintes fórmulas:

$$(1 - \delta) = 0,2 \cdot \left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right) \quad (5.12)$$

ou

$$\delta = 0,8 + \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \quad (5.13)$$

ou ainda:

$$(\rho - \rho') \leq 0,5 \cdot \rho_b \quad (5.14)$$

A redistribuição máxima permitida por esta norma é de 20% e, apesar de este valor ser inferior ao previsto no EC 2, conceptualmente os resultados obtidos por este método comparativamente com os obtidos com base no prescrito pelo EC 2 não apresentam diferenças significativas.

Ainda que, ao contrário do que se observa no EC 2, não entre em consideração de uma forma explícita com a ductilidade do aço utilizado, evidencia a relação x/d e as quantidades geométricas de armadura

de tracção e compressão, que são parâmetros que influenciam a ductilidade das secções de betão armado como já se viu anteriormente neste trabalho.

5.2.4.3. Código Modelo CEB-FIP 1990

Uma vez que o EC 2 se baseou no MC 90, as abordagens de ambos os regulamentos são, como seria expectável, bastante semelhantes. Esta norma contempla a aplicação de redistribuição de esforços em vigas sendo o coeficiente de redistribuição admissível função da profundidade do eixo neutro, dos tipos de aço e de betão utilizados e ainda do tipo de estrutura em análise, subdividindo as estruturas em duas classe: de nós fixos e de nós móveis.

Analiticamente o coeficiente de redistribuição, δ , que se trata do quociente entre o momento redistribuído e o momento elástico, vem dado por:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot \frac{x}{d} \quad (5.15)$$

No caso da resistência à compressão do betão, f_{ck} , estar compreendido entre 12 e 35 MPa. Ou por:

$$\delta \geq 0,56 + 1,25 \cdot \frac{x}{d} \quad (5.16)$$

Caso f_{ck} se situe entre os 40 e os 60 MPa.

Deve salientar-se que estas fórmulas só devem ser utilizadas no caso de se utilizarem aços de ductilidade alta (classe A) ou especial (classe S) (ver ponto 3.5.1.2).

A redistribuição máxima permitida nestas condições para estruturas de nós fixos é de 25% o que implica que $0,75 \leq \delta \leq 1$, sendo que para estruturas de nós moveis se verifica uma diminuição deste valor sendo a distribuição máxima admissível de 10%.

No caso de se utilizarem armaduras de aço de classe B (ductilidade normal) a fórmula para determinar o coeficiente de distribuição admissível é dada por:

$$\delta \geq 0,75 + 1,25 \cdot \frac{x}{d} \quad (5.17)$$

No caso de se utilizarem betões cuja resistência à compressão seja no máximo de 35 MPa. Deve ainda referir-se que neste caso, de utilização de aço de ductilidade normal, a redistribuição máxima permitida se situa nos 10% (Cruz e Meireles, 2005).

5.2.4.4. REBAP

No caso de estruturas reticuladas o REBAP permite que se proceda à redistribuição de esforços desde que se verifiquem determinadas condições. Tal como nos regulamentos analisados até agora, no REBAP a redistribuição consiste em multiplicar os valores dos momentos flectores obtidos através de uma análise elástica linear por um coeficiente de redistribuição, δ , que é função da profundidade do eixo neutro e da altura útil da secção. Tal como no método proposto no regulamento americano (ACI), também no REBAP o tipo de aço utilizado não tem uma relação implícita na redistribuição a utilizar.

No caso de betões de classe não superior a B40 o REBAP propõe que o valor do coeficiente de redistribuição seja tomado a partir de:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot \frac{x}{d} \quad (5.18)$$

Para as restantes classes de betão deve utilizar-se:

$$\delta \geq 0,56 + 1,25 \cdot \frac{x}{d} \quad (5.19)$$

Em ambas as fórmulas apresentadas x representa a profundidade do eixo neutro enquanto que d representa a altura útil da secção.

O valor do coeficiente de redistribuição encontra-se ainda limitado pelo tipo de estrutura em análise. No caso de estruturas de nós fixos este regulamento permite uma redistribuição máxima de 25 %, sendo que para estruturas de nós móveis é mais restritivo permitindo que no máximo se efectue uma redistribuição de 10%.

O REBAP permite ainda que se proceda à realização de redistribuição de esforços em lajes contínuas, partindo também de uma análise elástica linear, sendo que neste caso a redistribuição máxima permitida é também de 25%. De modo a que se possa efectuar esta redistribuição nas secções de apoio numa largura apropriada os momentos no vão devem ser ajustados de modo a satisfazer as condições de equilíbrio.

Deve salientar-se que também nas estruturas reticuladas os esforços após se realizar as redistribuições se devem ajustar de modo a respeitar as condições de equilíbrio estático (ARCER, 2000a).

5.2.4.5. Comparação dos diversos regulamentos analisados

Fazendo uma análise comparativa das condições de aplicação do método de análise linear com redistribuição limitada de esforços previstas nos diversos regulamentos estudados verifica-se que existem diversos pontos em comum entre todos e apenas se observam ligeiras variações.

Observa-se que em todos os regulamentos analisados o grau de redistribuição permitido depende essencialmente das características mecânicas e do tipo de estrutura que se está a analisar. De entre as características mecânicas salientam-se o tipo de aço, apesar do REBAP e do método americano não referirem esta característica, e a classe de betão utilizados e ainda a posição do eixo neutro, sendo como é óbvio o coeficiente de redistribuição permitido tanto maior quanto mais dúctil for o aço e menor for a resistência do betão, o que origina que a relação x/d seja menor e, consequentemente, a secção apresente maior ductilidade. No que se refere ao tipo de estrutura, os regulamentos dividem as estruturas em duas classes distintas: as contraventadas e as não contraventadas.

Relativamente ao coeficiente de redistribuição verifica-se até que três dos regulamentos analisados, o EC 2, o MC 90 e o REBAP apresentam fórmulas muito semelhantes, sendo até idênticas nos dois últimos códigos referidos, para a sua determinação. Observa-se no entanto que para as estruturas contraventadas o EC 2 acaba por ser o regulamento mais permissivo, admitindo que se proceda a uma redistribuição até 30%, contra os 25% dos outros dois regulamentos mencionados. Acaba por ser o método americano (ACI) a revelar-se o mais conservador neste tipo de estruturas, permitindo no máximo uma redistribuição de 20%. Salienta-se ainda o facto da proposta do EC 2 acabar por se apresentar como a mais racional, pois para a determinação do coeficiente de redistribuição entra em conta não só com a deformação de rotura por flexão do betão mas também considera o efeito de

confinamento provocado pelas armadura de cintagem, o que permite aumentar a deformação última do betão e, consequentemente, a ductilidade da secção (Cruz e Meireles, 2005).

Verifica-se, contudo, que existem divergências consideráveis no que se refere a estruturas não contraventadas. De facto, o EC 2 não permite que se proceda a qualquer redistribuição de esforços neste tipo de estruturas, sendo que o método ACI nem faz qualquer referência a este facto assumindo-se portanto que não permite a redistribuição nestes casos. Já o REBAP e o MC 90 permitem redistribuições, ainda que reduzidas, até um máximo de 10%, sendo que, no entanto, o MC 90 estabelece uma salvaguarda que terá de ser cumprida para este tipo de estruturas em função da esbelteza equivalente de modo a prevenir perdas locais de ductilidade (Cruz e Meireles, 2005).

Nas estruturas não contraventadas deve ainda frisar-se que no caso de estas se encontrarem sujeitas a acções horizontais se geram momentos importantes tanto na base como na cabeça dos pilares. Uma vez que estas secções se encontram submetidas a níveis importantes de esforço transversal tornam-se mais frágeis e, como tal, não admitem qualquer redistribuição de esforços. Isto é algo comum a todos os regulamentos analisados pois todos são unânimes em não permitir que se proceda à redistribuição de esforços em pilares. Deste modo deve garantir-se que as secções críticas apresentem ductilidade adequada de modo a que se evitem roturas frágeis por corte-compressão. Esta análise deve ser efectuada com cuidado e tendo em conta os efeitos de segunda ordem uma vez que estes aumentam com a formação das rótulas plásticas. Se tal for efectuado e se proceder a uma correcta transmissão de esforços entre as vigas e os pilares mediante uma definição e pormenorização eficiente dos nós dos pórticos não existe nenhuma razão para que se impeça a redistribuição de 10% estabelecida tanto no REBAP como no MC 90, salientando-se novamente que tal apenas deve ser realizado em vigas e lajes.

Por fim, deve ainda dizer-se que todos os regulamentos referem a análise linear com redistribuição limitada como um método a utilizar apenas em estado limite último, sendo sempre necessário verificar os estados limites de serviço, nomeadamente a fendilhação e a deformação, devendo tal ser realizado a partir dos esforços obtidos no cálculo elástico-linear sem que se proceda a qualquer redistribuição.

Seguidamente apresenta-se um quadro onde se poderão analisar as diferenças existentes entre os regulamentos citados ao longo deste ponto.

Quadro 5.1 – Análise comparativa das condições de aplicação da análise linear com redistribuição limitada de esforços segundo diversos regulamentos actuais.

Norma	Redistribuição de esforços
	Betão $f_{ck} \leq 35$ MPa : $\delta \geq 0,44 + 1,25 x/d$; $x/d \leq 0,45$
	Betão $f_{ck} > 35$ MPa : $\delta \geq 0,56 + 1,25 x/d$; $x/d \leq 0,35$
EC 2	Aço Classe B e C: estrutura contraventada – Redistribuição máx. = 30%
	Aço Classe A: estrutura contraventada – Redistribuição máx. = 15%
	estrutura não contraventada – não permite redistribuição

Quadro 5.1 (continuação) - Análise comparativa das condições de aplicação da análise linear com redistribuição limitada de esforços segundo diversos regulamentos actuais.

Norma	Redistribuição de esforços
ACI	Redistribuição máxima de 20% (estruturas contraventadas)
	δ determinado graficamente ou analiticamente por: $(1 - \delta) = 0,2 [1 - (\rho - \rho')/\rho_b]$
	O tipo de aço utilizado não tem influência
MC 90	Aço Classe A e S: estrutura contraventada – Redistribuição máx. = 25%
	Betão $f_{ck} \leq 35$ MPa : $\delta \geq 0,44 + 1,25 x/d$
	Betão $f_{ck} > 35$ MPa : $\delta \geq 0,56 + 1,25 x/d$
	Aço Classe S: estrutura contraventada – Redistribuição máx. = 10%
REBAP	$\delta \geq 0,75 + 1,25 x/d$
	estruturas não contraventadas – Redistribuição máx. = 10%
	Estruturas reticuladas: Betão $f_{ck} \leq 35$ MPa : $\delta \geq 0,44 + 1,25 x/d$
	Betão $f_{ck} > 35$ MPa : $\delta \geq 0,56 + 1,25 x/d$
	estrutura contraventada – Redistribuição máx. = 25%
	estrutura não contraventada – Redistribuição máx. = 10%
	Lajes: Redistribuição máxima = 25%
	O tipo de aço utilizado não tem influência

5.3. METODOLOGIA PRÁTICA PARA O CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO UTILIZANDO A ANÁLISE LINEAR COM REDISTRIBUIÇÃO LIMITADA DE ESFORÇOS

Tendo em conta tudo o que se referiu durante este capítulo, foi criado um guia para ser utilizado de forma prática no dimensionamento de estruturas de betão armado utilizando o método de análise linear com redistribuição limitada de esforços, que se apresenta em seguida (ARCER, 2003).

A metodologia proposta é a seguinte:

- Obtenção dos diagramas de esforços de cálculo através de uma análise elástico-linear para cada uma das combinações existentes;

- Definição do grau de redistribuição a adoptar, tendo em consideração a classe de aço utilizada e o tipo de estrutura, sendo que em função desta última se define a profundidade máxima do eixo neutro em estado limite último;
- Redistribuição dos esforços, para cada hipótese de carga, a realizar da seguinte forma: começa-se por reduzir os momentos máximos actuantes, nas designadas secções críticas, multiplicando os momentos pelo coeficiente de redistribuição previamente adoptado. Em seguida, e de modo a que mediante as novas condições o equilíbrio da estrutura se mantenha, são obtidos os restantes esforços. Como se conhecem os valores dos esforços nos extremos da peça é possível determinar as novas leis de esforços redistribuídos ao longo de todo o seu comprimento;
- Obtenção das novas envolventes para os esforços redistribuídos;
- Com base nas novas envolventes procede-se ao dimensionamento das quantidades de armadura longitudinal. Isto pode ser realizado por dois processos distintos: o primeiro consiste em determinar as quantidades de armadura a partir de uma posição pré-definida do eixo neutro (ver ponto 4.4.3). O outro processo baseia-se no dimensionamento directo das secções e na verificação posterior da profundidade do eixo neutro de modo a garantir que se cumprem os requisitos de ductilidade;
- Calcular os comprimentos de amarração das armaduras longitudinais e verificar se são cumpridas todas as disposições construtivas regulamentares;
- Cálculo das armaduras de esforço transversal a partir das leis de esforço transversal e de momento torsor obtidas após a redistribuição de esforços;
- Pormenorização dos nós dos pórticos, zonas de apoio e todas as outras secções que necessitem de pormenorização detalhada;
- Verificação dos estados limites de serviço considerando os esforços, as tensões e as deformações sem qualquer redistribuição mas utilizando as armaduras obtidas no cálculo efectuado anteriormente, em que estas são obtidas após se realizar a redistribuição de esforços.

5.4. RÓTULAS PLÁSTICAS

Ao longo do presente trabalho tem-se referido por diversas vezes o termo rótulas plásticas, sendo que estas se formam quando uma determinada secção atinge a plastificação. Neste ponto será realizada uma explicação mais detalhada do que são na realidade as rótulas plásticas e ainda de que forma o comportamento das estruturas é influenciável por elas.

Quando uma dada secção atinge a plastificação verifica-se que ainda tem alguma capacidade resistente, sendo o momento que a secção pode ainda resistir designado por momento plástico. Para o determinar torna-se necessário conhecer os diagramas de tensão-deformação dos materiais utilizados.

No caso concreto de uma secção rectangular de betão armado em que a percentagem de armadura de tracção se encontre compreendida entre 0,15% e 2%, o momento de plastificação pode ser calculado pela seguinte fórmula aproximada:

$$M_p = A_s \cdot f_{yk} \cdot 0,95 \cdot d \quad (5.20)$$

onde:

A_s – representa a área de armadura de tracção na secção em estudo;

f_{yk} - representa a tensão de cedência do aço;

d – representa a altura útil da secção.

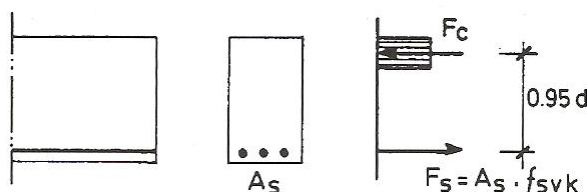


Figura 5.6 – Cálculo do momento plástico (adaptado de Figueiras, 2003).

Quando numa dada secção este momento plástico é atingido, a curvatura tende localmente para infinito, permitindo a rotação dos dois segmentos de viga adjacente, o que é equivalente ao comportamento evidenciado por uma rótula. No entanto, neste caso, a rótula continua a transmitir o momento plástico e, de modo a que se distinga das rótulas no sentido habitual do termo (rótulas mecânicas), é designada por rótula plástica.

Pode então dizer-se que rótula plástica é um conceito teórico que idealiza o comportamento de uma secção de betão armado na qual a armadura de tração atingiu a plastificação permitindo que a secção tenha a capacidade de rodar sob a acção de incrementos de carga sem que, no entanto, apresente capacidade para absorver qualquer parcela do esforço gerado pelo novo incremento de carga (ARCER, 2003).

Existem dois tipos distintos de rótulas plásticas cuja denominação vem dada em função do tipo de esforços que os origina sendo eles: a rótula plástica flexional e a rótula plástica de corte. Sendo assim, a designada rótula plástica flexional desenvolve-se quando o esforço actuante na secção é predominantemente de flexão. Já a rótula plástica de corte tem lugar quando para além de momento flector a secção é solicitada também por um esforço de corte significativo. No caso do primeiro tipo referido observa-se que usualmente a deformação plástica que se forma concentra-se numa única fenda, ou num pequeno número de fendas, o que leva a que a capacidade de rotação seja relativamente baixa, devendo-se isto ao facto da peça não ter armadura suficiente de modo a fazer face ao esforço de corte que se desenvolve na secção mais esforçada. No caso das rótulas plásticas de corte verifica-se precisamente o contrário, uma vez que nesta situação se formam numerosas fendas de flexão/corte, admitindo que a peça possui resistência suficiente de modo a evitar a ocorrência de uma rotura por corte, o que permite que se observe um aumento significativo na capacidade de rotação.

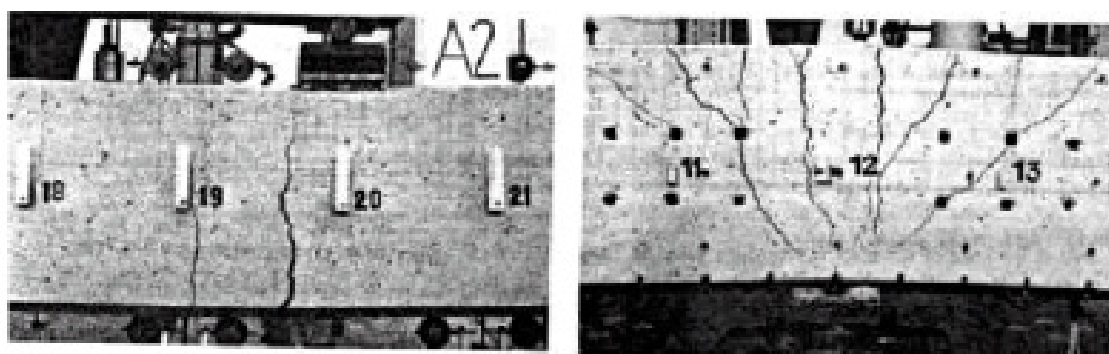


Figura 5.7 – Tipos de rótulas plásticas: flexional (esquerda) e de corte (direita) (adaptado de CEB, 1998).

A melhoria do comportamento nesta situação vem explicada em parte pelo facto das fendas formadas serem mais numerosas e apresentarem uma dada inclinação. Isto faz com que se registre um aumento de tensão na armadura longitudinal de tracção a uma certa distância do ponto de momento máximo, e que devido a esse facto se atinja a plastificação dessas mesmas secções, o que origina um aumento do comprimento da rótula plástica. Esta situação não se verifica contudo no caso das rótulas de flexão pois como se observa a formação de poucas fendas as deformações obtidas encontram-se bastante mais concentradas fazendo, consequentemente, com que o comprimento da rótula formada seja inferior (CEB, 1998).

O comprimento das rótulas plásticas, l_p , bem como o seu comportamento, é ainda influenciado por diversos outros factores, sendo que seguidamente se irão enumerar e analisar os principais.

Para além do tipo de rótula formada também o tipo de esforço actuante e a respectiva forma e lei do diagrama de momentos flectores influencia o comportamento que esta apresenta. De facto, verifica-se que o comprimento das rótulas plásticas aumenta no caso do diagrama de momentos ter uma forma mais “achatada”. Isto pode ser alcançado recorrendo à redistribuição dos momentos flectores ou realizando uma análise plástica. Quanto à carga actuante propriamente dita, observa-se que a actuação de cargas uniformemente distribuídas permite obter rótulas com maior comprimento do que no caso de cargas pontuais. Verifica-se ainda que, habitualmente, as rótulas que se formam nas zonas dos vãos apresentam maiores comprimentos do que as que se formam nas secções de apoio.

Um outro factor que está directamente relacionado com a formação e o comportamento das rótulas plásticas é a quantidade de armadura de tracção. De modo a que estas se formem esta percentagem de armadura não pode, por um lado, ser demasiado elevada para que seja possível haver rotação da secção devendo ainda garantir-se que o aço atinge a plastificação antes do betão ser esmagado por elevadas forças de compressão e, por outro lado, deve ser disposta numa quantidade suficiente para que não se dê uma rotura frágil após a fendilhação do betão por incapacidade resistente do aço.

Finalmente, existe ainda um outro factor que influencia em grande medida o comportamento das rótulas plásticas e a capacidade de rotação das secções quando estas plastificam que é a aderência. Este é um fenómeno bastante complexo e que neste trabalho apenas irá ser abordado de uma forma superficial pois uma abordagem mais aprofundada exigiria uma explicação e exposição bastante extensas que não se insere no âmbito do presente trabalho. Verifica-se que a aderência depende essencialmente de três parâmetros: das características da superfície das armaduras utilizadas, das propriedades mecânicas do betão e ainda do grau de confinamento (CEB, 1998). Tendo isto presente, salienta-se que a perda de aderência causada pelo elevado nível das tensões tangenciais na interface aço/betão tem um efeito semelhante ao esforço transversal. Isto é, este efeito permite também estender a zona plastificada a secções adjacentes à de momento máximo onde se inicia a plastificação.

Observa-se que com a utilização de varões de menor diâmetro se consegue aumentar a aderência entre o aço e o betão e, consequentemente, diminuir o valor das tensões tangenciais nas zonas de momento máximo e nas secções fissuradas. Isto ocorre porque os varões de maior diâmetro necessitam também de maiores comprimentos de amarração o que leva a que as rótulas plásticas sejam também elas de maior comprimento. A expressão proposta por Priestley e Paulay para a determinação do comprimento das rótulas plásticas permite observar isso mesmo (ARCER, 2003):

$$l_p = 0,08 \cdot l + 0,022 \cdot \phi \cdot f_{yd} \quad (5.21)$$

Em que:

l – representa o comprimento do vão em estudo;

Φ – representa o diâmetro da menor armadura longitudinal principal de flexão na zona onde a rótula se forma;

f_{yd} – representa a tensão de cedência de cálculo da armadura utilizada.

Contudo, e apesar de no caso de se utilizarem menores diâmetros o número de varões ter de aumentar, fazendo com que, para fases iniciais do carregamento, o efeito de aderência tenha tendência para aumentar, observa-se que para fases posteriores de carregamento se pode obter uma menor força de aderência e ainda verificar-se a formação de fendas relativamente dispersas numa fase mais antecipada no caso do confinamento efectivo dos varões ser menor do que na situação em que se utilizam menos varões mas de diâmetro superior. Como consequência deste menor confinamento efectivo, o efeito de tension-stiffening tende também ele a diminuir, resultando isto num aumento da capacidade de rotação da secção, tendo isto sido confirmado por ensaios realizados por Eifler e Plauk (CEB, 1998).

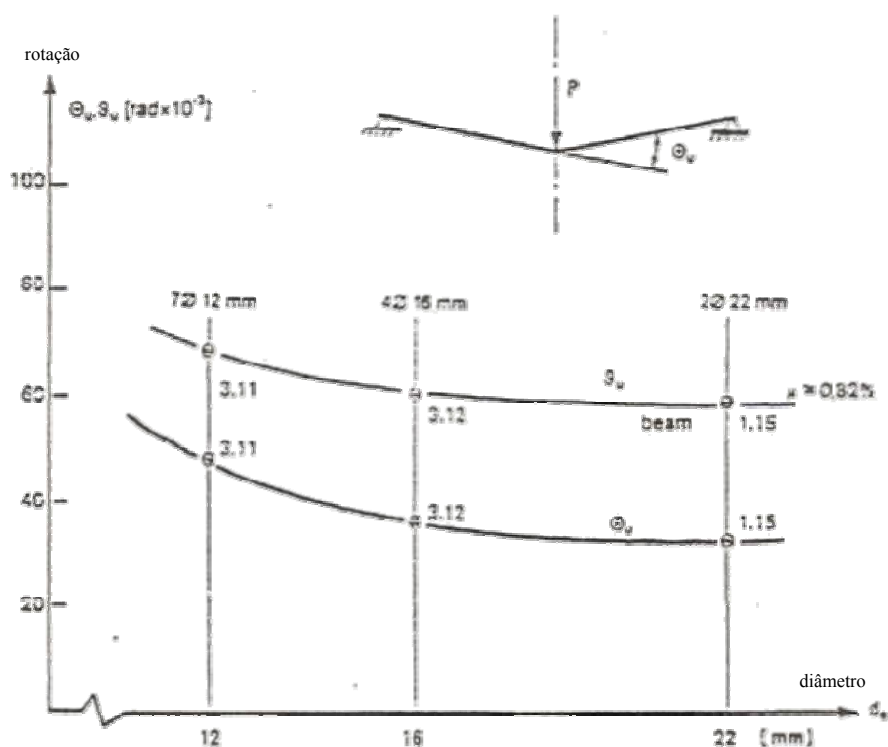


Figura 5.8 – Influência do diâmetro dos varões na capacidade de rotação de secções de betão armado (adaptado de CEB, 1998).

Conforme se viu, existem diversos factores que condicionam o comprimento e o comportamento das rótulas plásticas sendo o seu comportamento real dependente de todos eles em conjunto e, como tal, revela-se bastante difícil e complexo avaliar com exactidão o peso que cada um deles representa, sendo este muitas vezes variável de caso para caso. Não é pois de estranhar então a existência de um elevado número de fórmulas empíricas e semi-empíricas para se proceder à determinação do comprimento das rótulas plásticas. Relativamente à avaliação do comprimento das rótulas plásticas o EC 2 recomenda que se adopte, de uma forma simplificada, um comprimento para a rótula plástica igual a 1,2 vezes a altura, h , do elemento em análise. Contudo, na prática, e para percentagens correntes de armadura de tracção utilizadas em vigas, observa-se que o valor de l_p varia entre 0,75 e 1,5 vezes a altura útil da secção em estudo (ARCER, 2003).

A rotação plástica, θ_{pl} , é definida como a rotação produzida ao integrar-se a curvatura plástica, $\Delta\chi_p$, uma vez formada a rótula plástica ao longo do seu comprimento, ou seja:

$$\theta_{pl} = \int_0^{l_p} \Delta\chi_p(x) \cdot dx \quad (5.22)$$

No caso de estruturas hiperestáticas, o efeito estrutural provocado por uma rotação plástica é semelhante ao de uma deformação imposta. Isto quer dizer que a rotação plástica provoca não só deslocamento e rotações mas também induz o aparecimento de esforços hiperestáticos, esforços esses necessários para que a compatibilidade de deformações da estrutura se mantenha.

Adoptando, como exemplo, o caso de uma viga contínua constituída por dois vãos de igual comprimento, l , de secção constante e com uma rigidez elástica EI , que se encontra representada na figura seguinte.

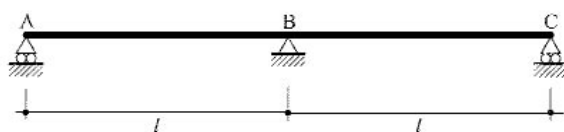


Figura 5.9 – Viga contínua de dois tramos (adaptado de ARCER, 2003).

Se se proceder à introdução de uma rotação imposta, θ , num ponto qualquer da estrutura situado a uma distância x do apoio extremo, as rotações nos extremos da viga, admitindo que estes podem rodar livremente, correspondem a:

$$\theta_A = \theta \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) \quad (5.23)$$

$$\theta_B = \theta \cdot \frac{x}{l} \quad (5.24)$$

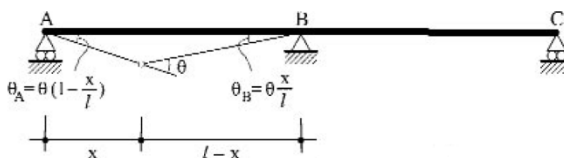


Figura 5.10 – Rotação imposta numa secção qualquer (adaptado de ARCER, 2003).

De modo a compatibilizar estas rotações surge um momento, ΔM , neste caso negativo, cujo valor se pode obter igualando as rotações no apoio central, ou seja:

$$\theta \cdot \frac{x}{l} - \frac{\Delta M \cdot l}{3 \cdot EI} = \frac{\Delta M \cdot l}{3 \cdot EI} \quad (5.25)$$

Resultando:

$$\Delta M = -\frac{3 \cdot EI}{2 \cdot l} \cdot \theta \cdot \frac{x}{l} \quad (5.26)$$

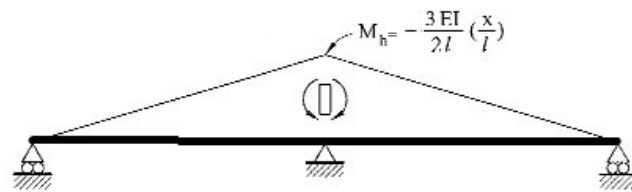


Figura 5.11 – Momento resultante da rotação imposta (adaptado de ARCER, 2003).

Se a rotação plástica é produzida por um momento negativo o correspondente momento hiperestático será positivo e, no caso da rótula se formar na secção do apoio central, a secção mais esforçada, o valor desse momento hiperestático será:

$$\Delta M = \frac{3 \cdot EI}{2 \cdot l} \cdot \theta \quad (5.27)$$

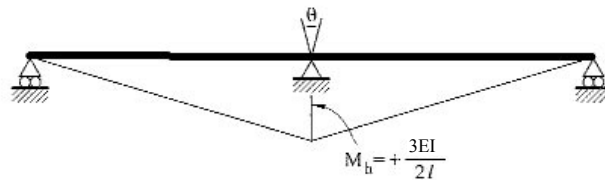


Figura 5.12 – Momento hiperestático resultante da rotação imposta (adaptado de ARCER, 2003).

Efectuando uma sobreposição dos esforços gerados pela análise linear em conjunto com a rotação plástica, obtém-se o diagrama de momentos redistribuídos, como se pode observar na figura seguinte.

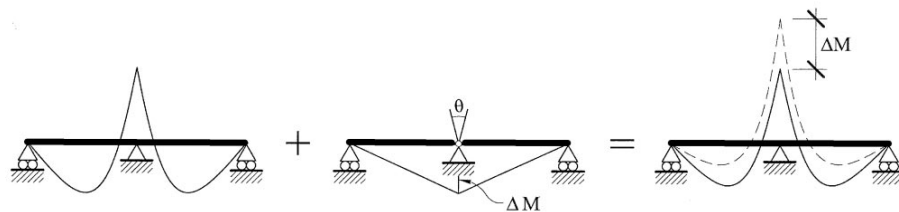


Figura 5.13 – Efeito estrutural de uma rotação plástica numa estrutura hiperestática (adaptado de ARCER, 2003).

A capacidade de rotação de uma secção de betão armado está intimamente ligada à curvatura última que esta consegue atingir, sendo esta bastante dependente da posição do eixo neutro e da ductilidade do aço utilizado, entre outros parâmetros.

De facto, numerosos ensaios realizados na década de 70 levaram a que fosse proposta a adopção de uma curva que relaciona a capacidade de rotação plástica com a posição do eixo neutro, que se encontra representada na figura seguinte, e que se revela bastante semelhante à curva que avalia a curvatura última (ver Figura 4.18). Observa-se que a rotação plástica aumenta quando a profundidade do eixo neutro diminui, correspondendo ao ramo descendente da curva relacionado com a rotura por esmagamento do betão, sendo que o valor de pico é condicionado essencialmente pela ductilidade do aço utilizado.

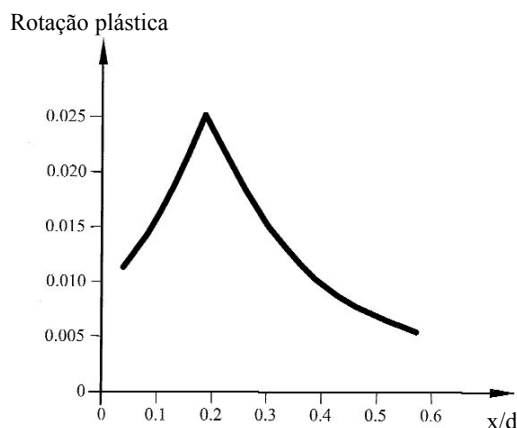


Figura 5.14 – Cálculo do momento plástico (adaptado de ARCER, 2003).

A ductilidade do aço revela-se aliás como um factor que afecta fortemente a capacidade de rotação plástica das secções. Este facto vem reflectido em alguns regulamentos, tais como o EC 2 e o MC 90, onde a capacidade de rotação plástica é função da ductilidade do aço utilizado.

5.5. PROGRAMA DE CÁLCULO SECCAO

Neste ponto irá ser apresentado o programa de cálculo que será utilizado no exemplo prático, que mais à frente será analisado, e que se designa por SECCAO.

Este programa de cálculo automático permite efectuar a análise de secções de betão armado sujeitas a esforços de flexão simples ou composta, tendo em conta o comportamento não linear apresentado pelo conjunto formado por aço e betão, permitindo ainda obter o diagrama de momento-curvatura desde o repouso até se atingir a rotura.

O procedimento adoptado por este programa de cálculo é baseado numa técnica incremental e iterativa que se passará a descrever.

O valor da curvatura, χ , na secção é aumentado sucessivamente. Arbitra-se em seguida uma posição para o eixo neutro e , considerando a hipótese de que as secções planas se mantêm planas após a deformação, define-se o estado de deformação na secção através das extensões normais. Recorrendo às leis constitutivas estabelecidas para os materiais, define-se o correspondente estado de tensão através da distribuição das tensões normais na secção. Procedendo à integração destas tensões no domínio da secção obtém-se os correspondentes esforços, axial e momento flector. Finalmente, a verdadeira solução é encontrada quando o esforço axial iguala (a menos de uma tolerância previamente fixada) a força axial inicialmente fixada.

Relativamente ao comportamento dos materiais utilizados, e no caso concreto do betão, este programa baseia-se na curva definida no que vem estipulado no Código Modelo do CEB-FIP de 1990 para o betão não fendilhado e no diagrama de tension-stiffening para o betão fendilhado, como se pode observar nas Figuras 5.15 e 5.16, respectivamente. Por sua vez o comportamento do aço é simulado considerando-se um diagrama multilinear para as relações tensão-deformação uniaxiais, de acordo com o ilustrado na Figura 5.17.

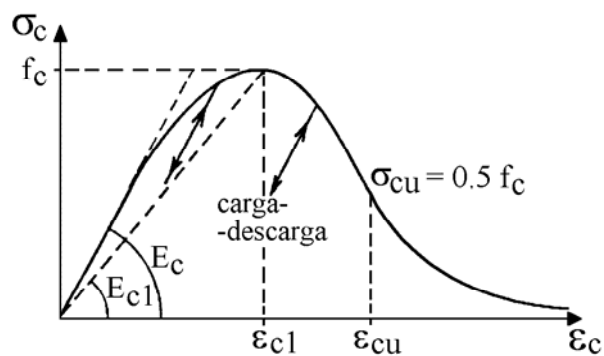


Figura 5.15 – Diagrama adoptado para o betão comprimido pelo MC 90 (adaptado de Henriques, 2002).

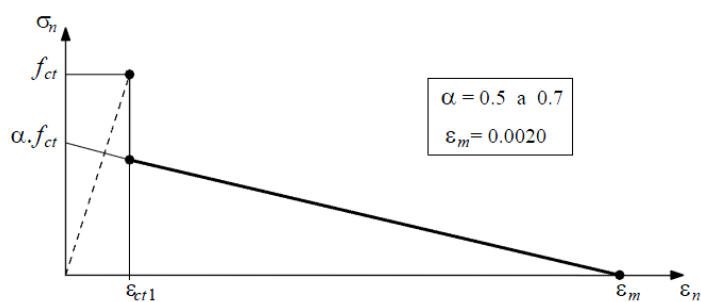


Figura 5.16 – Diagrama de tension-stiffening para o betão traccionado (adaptado de Henriques, 2002).

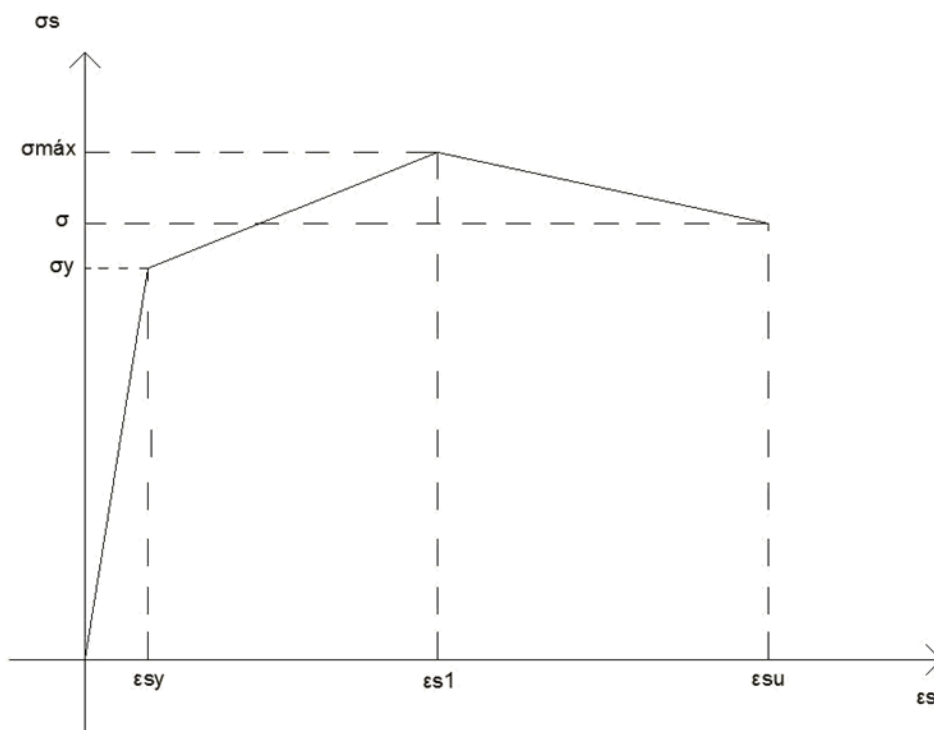


Figura 5.17 – Diagrama multilinear adaptado para o comportamento do aço.

5.6. PROGRAMA DE CÁLCULO PLASTD 90

Ao contrário do programa apresentado anteriormente, que apenas permite que se faça uma análise ao nível da secção, este programa permite fazer uma análise global da estrutura tornando possível avaliar o seu comportamento em estado limite último e em que medida é que de facto este comportamento se aproxima do expectável pelo método de cálculo teórico.

Tal como o programa SECCAO, o PLASTD 90 é também um programa de análise não linear que tem em consideração a fendilhação do betão e a plastificação das armaduras, baseando-se nas relações constitutivas não lineares destes materiais. Para além disso o programa permite ter em consideração os efeitos diferidos do betão, tais como a fluência, a retracção e o envelhecimento, tornando possível obter-se uma resposta estrutural ao longo do tempo (Henriques, 1998).

Este programa baseia-se na utilização de elementos finitos para proceder à discretização da estrutura. Trata-se de um método corrente e bastante rigoroso de análise estrutural que consiste na discretização do meio contínuo em elementos de menores dimensões, os elementos finitos, sendo o seu número e dimensão função do grau de precisão pretendido. Para esses elementos são estabelecidas as relações geométricas e constitutivas e ainda as equações diferenciais pelas quais o fenómeno se rege (Henriques, 1998). Neste caso utilizam-se elementos de viga isoparamétricos de três nós (elemento de viga de Timoshenko) que fazem a caracterização dos elementos que constituem a estrutura ao longo dos seus eixos longitudinais. Trata-se de um tipo de elemento utilizado maioritariamente no estudo de estruturas porticadas, vigas e pilares, submetidos essencialmente a esforços de flexão e axiais e que permite considerar, ainda que de forma simplificada, a deformação por corte transversal. Na formulação do elemento de Timoshenko admitem-se as seguintes hipóteses:

- As tensões normais ao eixo neutro são desprezáveis ($\sigma_z = 0$);
- As componentes do estado de deformação são pequenas comparativamente com as dimensões dos elementos estruturais;
- As secções normais ao eixo da peça antes da deformação permanecem planas mas não necessariamente normais ao eixo após a deformação (ver figura seguinte).

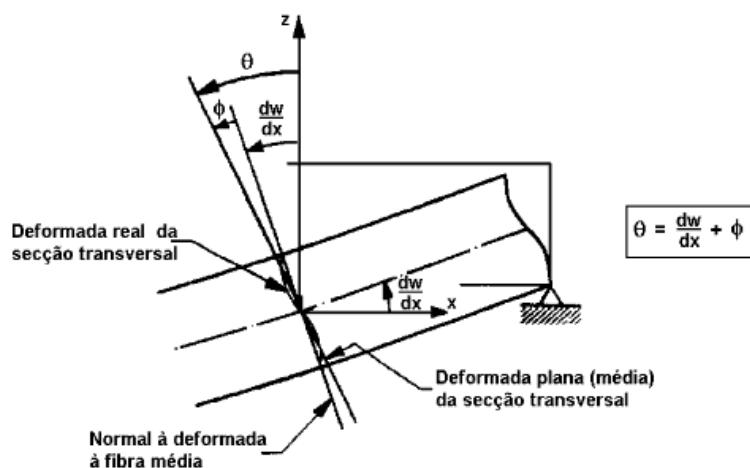


Figura 5.18 – Tipo de deformação associado à formulação de Timoshenko.

A nível transversal a altura do elemento vem definida em função do número e dimensão das camadas de betão utilizadas, sendo ainda possível introduzir camadas de aço, tendo em atenção, no entanto, que estas não contribuem para a altura do elemento.

Relativamente aos materiais utilizados, aço e betão, o comportamento simulado pelo programa é semelhante ao exposto no capítulo anterior relativamente ao programa SECCAO, considerando para o aço um diagrama multilinear para a relação entre as tensões e as deformações e para o betão adoptar a curva proposta pelo MC 90. A única diferença para o programa anterior reside no facto de neste ser possível avaliar a variação do comportamento do betão ao longo do tempo tendo em consideração os efeitos diferidos a que este se encontra sujeito.

Para além disso o programa PLASTD 90 permite ainda simular a formação das rótulas plásticas. Para tal, torna-se necessário introduzir as características de rigidez e de rotação que as secções críticas apresentam após atingirem a plastificação, permitindo desse modo que o programa simule o comportamento apresentado pelas rótulas plásticas que eventualmente se venham a formar na estrutura.

5.7. EXEMPLO PRÁTICO – VIGA BI-ENCASTRADA

O exemplo prático que será aqui abordado trata-se de uma análise a uma viga cujas dimensões e solicitações são correntes em edifícios. Trata-se de uma viga bi-encastrada de 5 metros de vão e cuja secção transversal apresenta uma altura de 50 cm e uma largura de 25 cm, como se pode observar na figura seguinte.

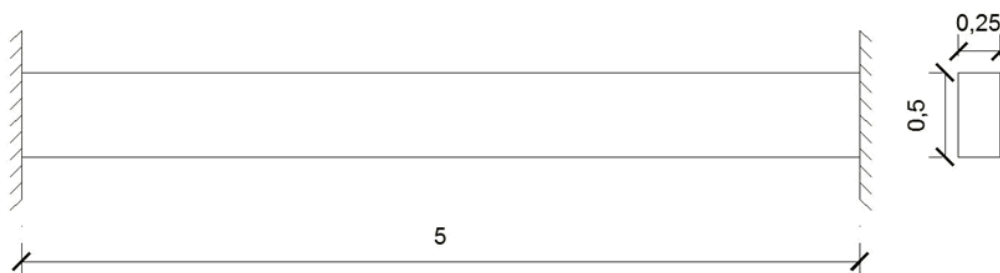


Figura 5.19 – Viga bi-encastrada utilizada no exemplo.

A viga foi dimensionada para valores habituais de carga presentes em edifícios, tendo-se considerado um valor para a carga permanente, G_k , de 6 kN/m^2 e para a sobrecarga, Q_k , adoptou-se um valor de $2,5 \text{ kN/m}^2$. A largura de influência considerada para a viga foi de 4 m. Este dimensionamento foi efectuado utilizando um betão da classe C25/30 e para aços com classes de resistência e de ductilidade distintas, tendo sido ainda avaliadas diferentes hipóteses de cálculo, tendo-se analisado o comportamento com base numa análise elástica linear e ainda com base em análises com redistribuição de esforços para diversos valores do coeficiente de redistribuição, δ .

5.7.1. CLASSES DE AÇO CONSIDERADAS

A utilização de aços com diferentes características de resistência e ductilidade prende-se com a necessidade de avaliar em que medida é que o comportamento estrutural é influenciado pela quantidade de armadura presente e ainda pelas características de ductilidade do aço utilizado. Relativamente à capacidade de deformação dos aços deve referir-se que foram utilizadas as normas

portuguesas (especificações LNEC) na definição do valor da extensão sob carga máxima e, pelo facto de estas não apresentarem valores para a extensão última, os valores utilizados para este parâmetro foram os estipulados pela norma espanhola EHE.

5.7.1.1. Aço A400 NR SD

A definição das características deste tipo de aço de modo a adoptá-lo a um diagrama tri-linear foi realizada admitindo para valor de extensão sob carga máxima 8%, conforme se encontra expresso nas especificações LNEC E 455-2002, e como valor de extensão última adoptou-se o valor de 20% estipulado pela norma espanhola EHE. No primeiro tramo do diagrama, fase elástica, utilizou-se o módulo de elasticidade referido pelo EC 2 de 200 GPa. Com base nesse módulo de elasticidade, que corresponde à sua rigidez, e tomando como valor de cedência do aço o prescrito pelas normas portuguesas de 348 MPa, recorrendo à lei de Hooke facilmente se obtém o valor de extensão para a qual o aço atinge a cedência. De modo a determinar a rigidez do segundo tramo do diagrama, que é equivalente ao declive da recta, admite-se que a sua duração se inicia no momento em que o aço atinge a plastificação e prolonga-se até ser atingido o valor de extensão sob carga máxima que, no caso desta classe de aço, se situa nos 8% tendo em conta o estipulado pelas especificações LNEC. O valor de tensão máxima vem também prescrito por estas especificações sendo ele de 460 MPa. Por fim, o terceiro e último tramo apresenta um declive negativo de modo a simular de uma forma mais realista o comportamento do aço. Este tramo inicia-se no momento em que o aço atinge a sua deformação máxima e prolonga-se até atingir a deformação última tendo o valor utilizado sido o referido pela norma espanhola EHE como já se referiu e que vale 20%. O valor adoptado para a tensão neste ponto foi de 400 MPa.

5.7.1.2. Aço A500 NR SD

O procedimento seguido para a determinação do diagrama tri-linear foi exactamente o mesmo do apresentado no ponto anterior, sendo que as únicas alterações se observam nos valores das tensões e extensões referidas pelos regulamentos. Neste caso o valor do módulo de elasticidade para a fase elástica é o único valor a ser idêntico ao do aço anterior. Relativamente à tensão de cedência o valor adoptado é de 435 MPa, sendo o valor adoptado para a tensão sob carga máxima de 550 MPa e o valor de tensão corresponde à extensão última cifra-se nos 500 MPa. No caso das extensões o valor da extensão sob carga máxima utilizado é de 8%, valor semelhante ao aço analisado anteriormente sendo, no entanto, o valor de extensão última diferente situando-se nos 16%. Deve salientar-se que em ambos os aços os valores regulamentares utilizados tiveram como base os mesmos regulamentos de modo a que se mantivesse uma coerência nas análises.

5.7.1.3. Outros aços estudados

Para além das duas classes de aços citadas anteriormente foram ainda estudadas mais algumas nomeadamente as classes designadas de ductilidade elevada, A 400 NR e A 500 NR. Contudo, e como a ductilidade destes aços é relativamente próxima das outras duas e consideravelmente superior à ductilidade do betão os valores obtidos são muito semelhantes não se podendo estabelecer um grande contraste. Como tal, optou-se pela utilização de aços mais antigos, tendo para tal sido utilizados aços com as características referidas por uma publicação do CEB (CEB, 1993).

Adoptam-se dois tipos de aço de características de resistência distintas de modo a serem comparáveis com as duas classes referidas anteriormente. Sendo assim, o aço que será comparado com o A 400 NR SD considera-se ter capacidade resistente semelhante a este sendo apenas as características de ductilidade distintas. Neste tipo de aço admite-se que a tensão sob carga máxima é atingida para uma extensão de 2%, sendo a extensão última de 6%.

Relativamente ao aço comparável ao A 500 NR SD as características de resistência são semelhantes alterando-se somente os índices relativos às extensões admissíveis, tal como se fez no caso anterior. Para esta classe considera-se um valor de extensão sob carga máxima semelhante ao referido acima de 2%, sendo contudo o valor adoptado para a extensão última inferior, valendo 5%.

5.7.2. DIMENSIONAMENTO DA VIGA

O dimensionamento da viga foi realizado para diversas situações distintas de modo a poder avaliar-se o comportamento da estrutura para variadas disposições e classes de armadura, tendo sido ainda efectuado para diversos tipos de análise estrutural, nomeadamente análises elásticas linear e análises lineares com redistribuição de esforços, tendo para todas as análises sido considerada a utilização de armadura de compressão, sendo o seu valor correspondente a 20% da armadura de tracção utilizada.

Começou por se dimensionar a armadura da viga admitindo um comportamento elástico linear, sendo os momentos nos apoios e no vão conhecidos e de valor $p \cdot L^2/12$ e $p \cdot L^2/24$, respectivamente, onde p representa o valor da carga uniformemente distribuída, que neste caso concreto vale 95 kN/m, e L representa o vão sendo ele, no caso do exemplo estudado, de 5 metros conforme já se referiu. Com base nestes valores, e tendo em consideração o estipulado pelo EC 2, foram dimensionadas armaduras para diferentes graus de redistribuição, tendo os valores de redistribuição utilizados sido de 10, 15, 20, 25 e 30%, sendo que este último se trata do valor máximo permitido pelo EC 2. Para além destes valores, procurou-se ainda definir, para as diversas classes de aço utilizadas, qual o valor de redistribuição óptimo, ou seja, aquele que conduz ao maior valor de carga que a estrutura é capaz de suportar.

Salienta-se ainda o facto do dimensionamento efectuado não ter seguido o método tradicional. De modo a que se tornasse possível avaliar as diferenças de ductilidade proporcionadas pelas diferentes classes de aço o comportamento adoptado, e simulado por ambos os programas utilizados, para o betão foi o que se encontra estipulado pelo MC 90. Desta forma pretende-se permitir uma maior capacidade de deformação à estrutura, uma vez que o EC 2 limita consideravelmente a capacidade de deformação do betão. Esta consideração, contudo, leva a que a tensão no betão não permaneça constante a partir do momento em que este atinge um dado valor limite. De facto, e conforme se pode observar na Figura 5.15, a resistência do betão atinge um pico para uma dada extensão e a partir daí sofre uma redução gradual com o aumento de deformação. Isto origina que a fibra extrema nem sempre seja a que se encontra mais comprimida, fazendo com que se registem variações no braço interno das forças.

Por esse motivo o dimensionamento efectuado teve de seguir um processo iterativo, de tentativa erro, de modo a fazer com que o valor resistente fosse equivalente, a menos de uma tolerância, ao valor de cálculo pretendido. Neste processo iterativo, o qual se realizou com o auxílio do programa SECCAO, manteve-se constante o valor da resistência do betão tendo-se apenas variado o valor de tensão resistente do aço.

Para além do exposto acima, deve referir-se ainda que os valores utilizados para definir as características de resistência dos aços se tratam de valores médios e não de valores característicos,

como habitualmente se procede, não sendo utilizados, portanto, coeficientes de segurança no dimensionamento.

Após se dar por completo o processo iterativo e de se obterem valores satisfatórios para as quantidades de armadura a utilizar procede-se ao traçado dos diagramas de momento-curvatura para cada uma das secções analisadas. O traçado destes diagramas é de extrema utilidade, uma vez que permite avaliar a capacidade de rotação e deformação que cada secção apresenta. Será com base nestes diagramas que, aliás, se irão definir as propriedades das rótulas plásticas simuladas pelo programa PLASTD 90.

Relativamente à análise global da estrutura realizada através do programa PLASTD 90 existem também alguns aspectos que merecem ser apontados. Sendo assim, com base em estudos efectuados por Henriques (1998) na definição da malha de elementos finitos existem algumas particularidades que devem ser tidas em consideração e que serão explicadas seguidamente.

Nesses estudos concluiu-se que a dimensão adoptada para os elementos finitos nos locais onde se pretendem colocar rótulas plásticas influencia fortemente o seu comportamento. Na grande maioria das situações torna-se conveniente utilizar um grande número de elementos finitos, tornando as suas dimensões mais pequenas, de modo a que os resultados obtidos sejam mais rigorosos. No entanto, constata-se que no caso concreto das secções onde se observa a formação de rótulas plásticas isso não acontece. De facto, se se utilizar um elemento muito pequeno nessas secções verifica-se que o comportamento estrutural a nível local se afasta daquele que se observa na realidade. Isto deve-se ao facto da capacidade deformacional do ponto de Gauss mais esforçado se esgotar sem que os pontos de Gauss mais próximos colaborem “eficazmente” na rotação plástica da secção crítica, ou seja, a “rótula plástica” fica concentrada num único ponto não se estendendo a uma zona mais alargada como se observa na realidade (Henriques, 1998).

Tendo isso em consideração, Henriques (1998) estudou o comportamento das secções onde se formam as rótulas plásticas para diversas dimensões dos elementos finitos, avaliando ainda a situação de se simular ou não a rótula plástica. Os resultados obtidos encontram-se demonstrados nas duas figuras seguintes.

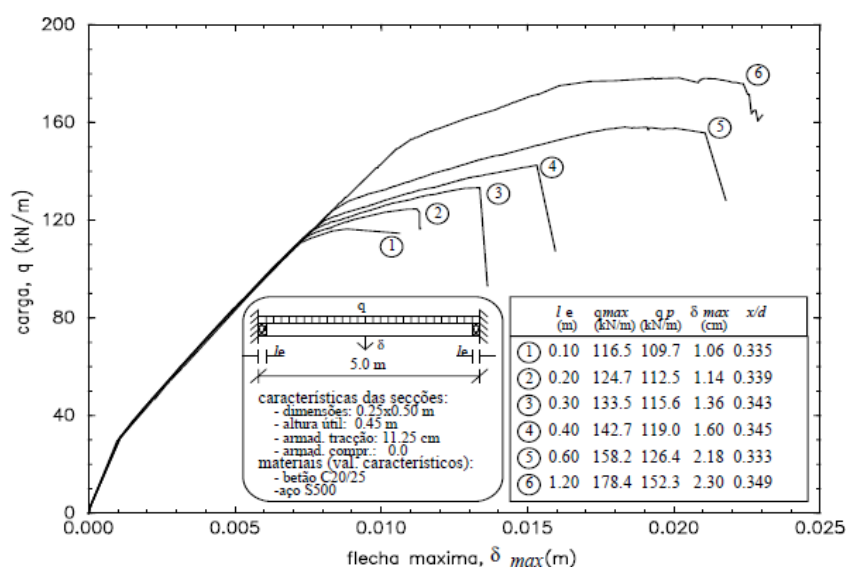


Figura 5.20 – Traçados de resposta para uma viga bi-encastrada considerando diferentes malhas de elementos finitos sem simulação de rótulas plásticas. (adaptado de Henriques, 1998).

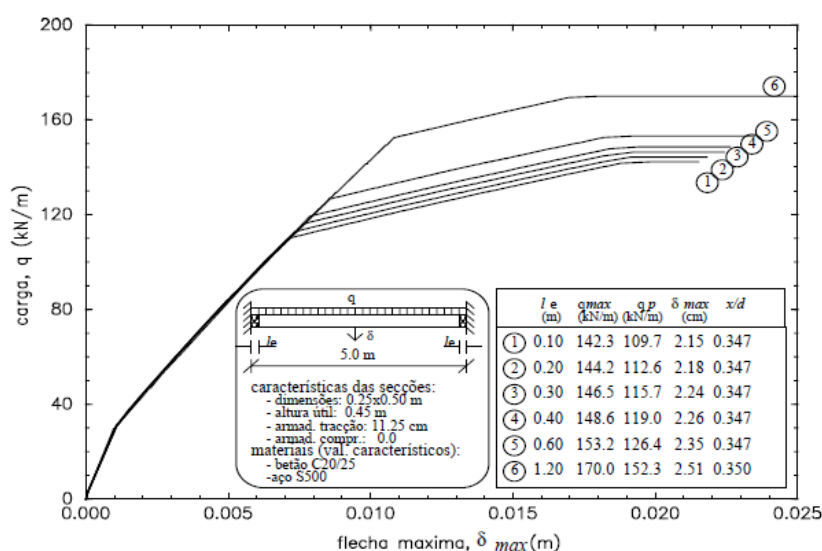


Figura 5.21 – Traçados de resposta para uma viga bi-encasturada considerando diferentes malhas de elementos finitos com simulação de rótulas plásticas. (adaptado de Henriques, 1998).

Como se pode constatar pelas figuras anteriores, no caso de não se simularem as rótulas plásticas no programa, para elementos com dimensões até 0,4 m, os resultados obtidos são bastante diferentes do que é observado na realidade, reduzindo drasticamente a ductilidade e a capacidade resistente da estrutura. No caso de se simular a existência de rótulas plásticas os resultados obtidos melhoram consideravelmente, aproximando-se mais da realidade. Observa-se que nesta situação os resultados são praticamente independentes do grau de refinamento adoptado. Como se pode ver a capacidade deformacional última vem praticamente inalterada para as diversas situações analisadas sendo que as diferenças registadas se devem às diferentes posições assumidas pelo ponto de Gauss mais próximo do encastramento para as diferentes malhas consideradas (Henriques, 1998).

A estratégia adoptada para a definição dos elementos de descontinuidade que simulam a existência de rótulas plásticas no presente trabalho foi idêntica à adoptada por Henriques (1998). Ou seja, às rigidezes de translação, horizontal e vertical, foram atribuídos valores bastante elevados, de forma a simular uma “rigidez infinita”, para que não existissem deslocamentos relativos entre os nós coincidentes que definem a rótula plástica. Relativamente à rigidez de rotação, esta tem também numa fase inicial um valor elevado que é mantido até ser atingida a plastificação da armadura da secção. A partir desse momento, a deformação plástica registada concentra-se na rótula plástica, sendo as rotações relativas entre os nós coincidentes função de uma rigidez definida com base nos diagramas de momento-curvatura obtidos para a secção em questão. A capacidade de rotação última da rótula plástica vem definida pelo produto da curvatura última atingida pela secção com o comprimento da rótula plástica que, no caso concreto deste trabalho, e tendo em conta os diversos indicadores encontrados na diversa bibliografia consultada, foi considerado igual à altura da secção. A este valor terá de se descontar a parcela de rotação ocorrida até ao início da plastificação uma vez que esta já se encontra contabilizada no ponto de Gauss respectivo na fase inicial (Henriques, 1998).

A malha de elementos finitos e a disposição de armadura adoptadas para simular a estrutura no programa PLASTD 90 podem ser observadas na imagem seguinte.

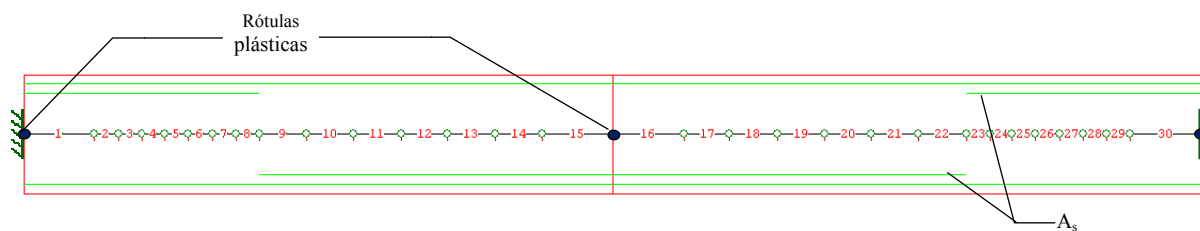


Figura 5.22 – Malha de elementos finitos adoptada (30 elementos de viga com 25 camadas de betão e 3 camadas de aço por elemento).

Uma vez explicados os pressupostos inerentes ao processo de dimensionamento utilizado, o dimensionamento em si não introduz dificuldades de maior sendo meramente uma questão de cálculo relativamente simples. Sendo assim, remetem-se para anexo (Anexo A1) todos os cálculos inerentes à definição das quantidades de armadura a utilizar e da definição das características de rigidez e deformação das rótulas plásticas a introduzir no programa de cálculo.

5.8. RESULTADOS OBTIDOS

Como já foi referido anteriormente, a viga bi-encastrada utilizada no exemplo foi dimensionada para diversas soluções distintas baseadas numa análise linear elástica com redistribuição de esforços. As percentagens de redistribuição consideradas foram as seguintes: 0%, 10%, 15%, 20%, 25% e 30%. Foi ainda avaliada qual a percentagem de redistribuição que conduz ao maior valor de carga resistente para cada uma das classes de aço estudadas.

Cada uma das soluções de dimensionamento obtidas foi analisada à rotura, tendo para o efeito sido utilizado o programa de análise não linear PLASTD 90.

Neste ponto serão apresentados os resultados obtidos para todas as soluções estudadas, sendo ainda indicados os valores para os quais se formam as diversas rótulas plásticas e ainda a carga máxima resistente obtida para cada caso.

Deve salientar-se ainda que se considerou que a viga atinge a sua capacidade resistente no momento em que se forma a rótula plástica a meio vão, momento a partir do qual esta se transforma num mecanismo.

A análise e discussão dos resultados obtidos encontra-se reservada para a secção 5.9 do presente trabalho, onde também se incluem as conclusões retiradas da análise deste exemplo prático.

5.8.1. ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE DIMENSIONAMENTO OBTIDA SEM REDISTRIBUIÇÃO

Começando então pela análise efectuada à situação dimensionada com base no método linear elástico sem redistribuição, representa-se na figura seguinte os resultados obtidos para as diversas classes de aço estudadas.

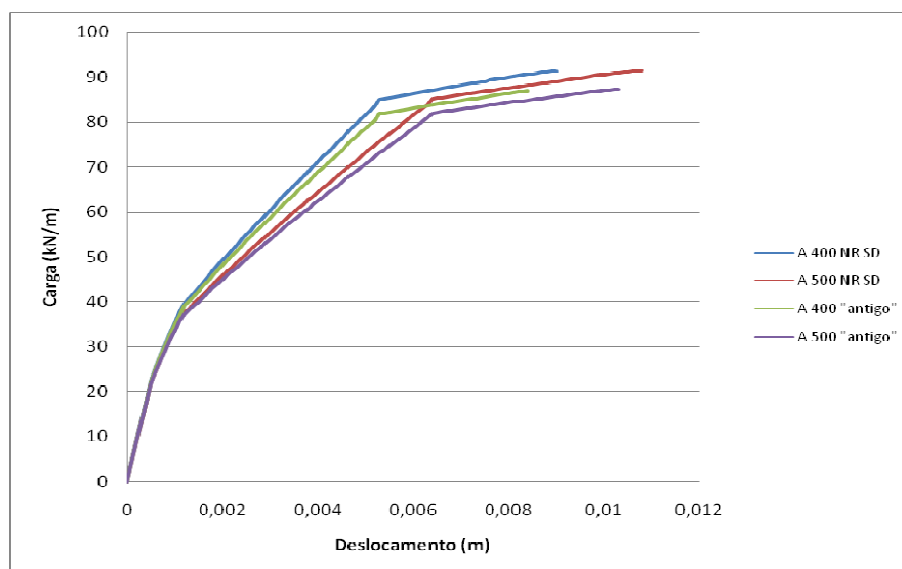


Figura 5.23 – Resultados obtidos da análise à solução de dimensionamento sem redistribuição.

Os valores obtidos para a carga que leva à formação da primeira rótula plástica (que são na realidade duas, as que se formam nos encastramentos) e carga última encontram-se no quadro seguinte.

Quadro 5.2 – Cargas (kN/m) para as quais se formam as rótulas plásticas na estrutura.

Classes de aço	1ª rótula plástica	2ª rótula plástica
A 400 NR SD	84,91	91,14
A 500 NR SD	83,81	91,39
A 400 "antigo"	81,82	86,87
A 500 "antigo"	80,85	87,21

5.8.2. ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE DIMENSIONAMENTO OBTIDA COM 10% DE REDISTRIBUIÇÃO

Analisando agora os resultados obtidos para a solução dimensionada com base no método de análise linear com uma redistribuição de 10%, o que se obteve encontra-se representado na figura seguinte.

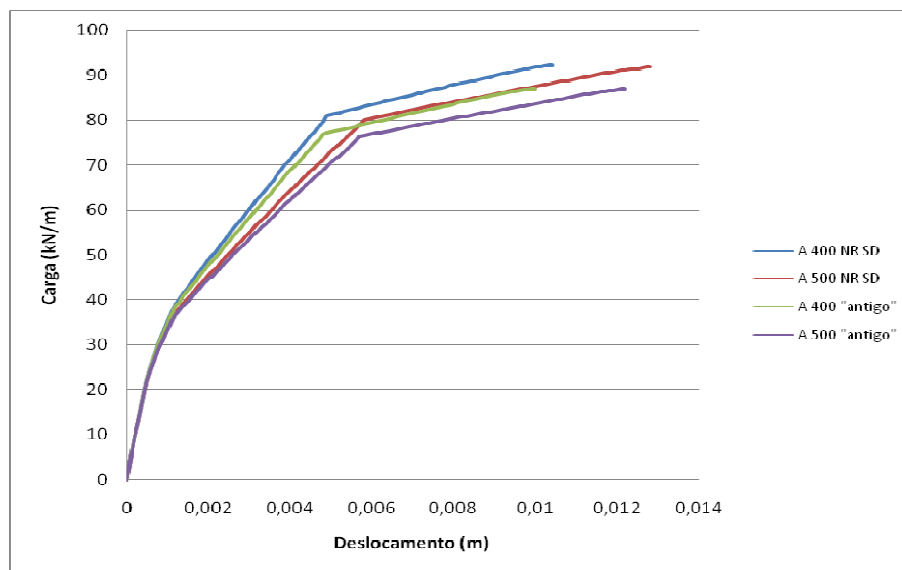


Figura 5.24 – Resultados obtidos da análise à solução de dimensionamento com 10% de redistribuição.

Os valores de carga obtidos para a formação das rótulas plásticas encontram-se representados no quadro seguinte.

Quadro 5.3 – Cargas (kN/m) para as quais se formam as rótulas plásticas na estrutura.

Classes de aço	1ª rótula plástica	2ª rótula plástica
A 400 NR SD	81,01	92,24
A 500 NR SD	80,03	91,82
A 400 "antigo"	76,81	86,84
A 500 "antigo"	76,30	86,81

5.8.3. ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE DIMENSIONAMENTO OBTIDA COM 15% DE REDISTRIBUIÇÃO

Relativamente à análise da solução dimensionada com base numa análise linear elástica com uma redistribuição de 15% obtiveram-se os resultados representados no gráfico de carga-deslocamento ilustrado pela figura seguinte.

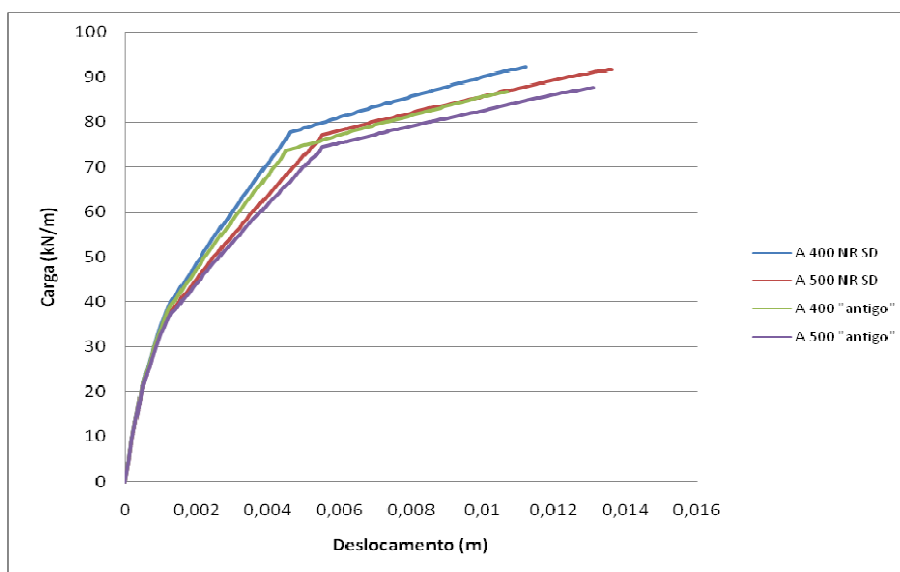


Figura 5.25 – Resultados obtidos da análise à solução de dimensionamento com 15% de redistribuição.

Os valores da carga para os quais se observa a formação das rótulas plásticas encontram-se indicados no quadro seguinte.

Quadro 5.4 – Cargas (kN/m) para as quais se formam as rótulas plásticas na estrutura.

Classes de aço	1ª rótula plástica	2ª rótula plástica
A 400 NR SD	77,71	92,28
A 500 NR SD	76,02	91,72
A 400 "antigo"	73,64	86,64
A 500 "antigo"	73,37	87,70

5.8.4. ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE DIMENSIONAMENTO OBTIDA COM 20% DE REDISTRIBUIÇÃO

No caso da solução dimensionada com base numa análise elástica com uma redistribuição de 20% os resultados obtidos podem ser observados na figura seguinte.

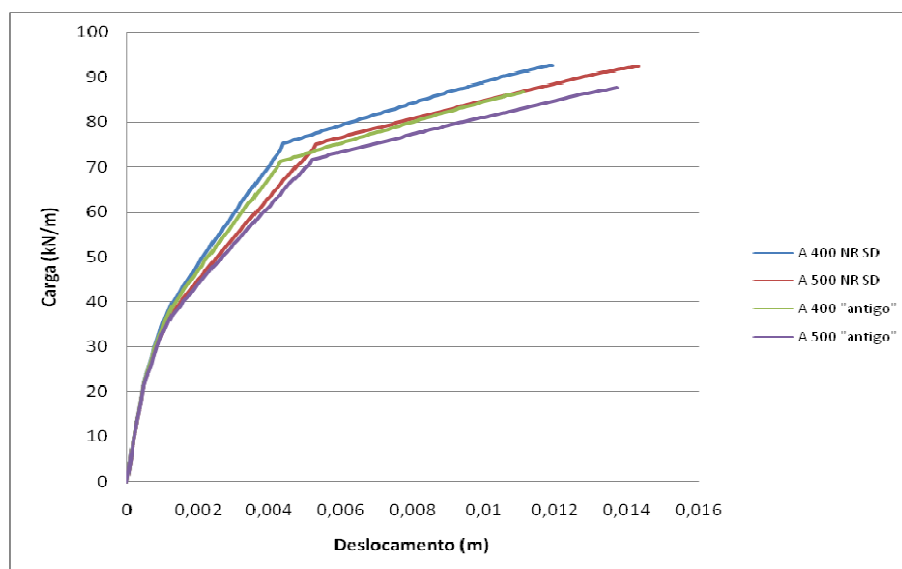


Figura 5.26 – Resultados obtidos da análise à solução de dimensionamento com 20% de redistribuição.

Deve referir-se que para esta redistribuição de esforços os aços designados como “antigos” não chegam a atingir a formação da rótula plástica na secção de meio vão, não apresentando portanto capacidade de rotação suficiente para que a estrutura se deforme o suficiente para que a rótula se forme antes de ocorrer a rotura.

Os valores das cargas que originam a formação das rótulas plásticas encontram-se indicados no quadro seguinte.

Quadro 5.5 – Cargas (kN/m) para as quais se formam as rótulas plásticas na estrutura.

Classes de aço	1ª rótula plástica	2ª rótula plástica
A 400 NR SD	75,19	92,59
A 500 NR SD	75,09	92,38
A 400 “antigo”	71,19	86,72(*)
A 500 “antigo”	71,67	87,63(*)

(*) Neste caso não se trata do valor de carga que origina a formação da 2ª rótula plástica mas sim a que dá origem à rotura da estrutura.

5.8.5. ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE DIMENSIONAMENTO OBTIDA COM 25% DE REDISTRIBUIÇÃO

Tendo em conta o que foi observado para a situação analisada no ponto anterior torna-se lógico que neste ponto, e também no próximo, correspondente à análise da solução dimensionada para uma redistribuição de 30%, apenas serão analisados os resultados dos aços de classe de ductilidade especial.

Assim sendo, os valores obtidos para a solução de dimensionada com base numa análise elástica com 25% de redistribuição podem ser observados no gráfico ilustrado na figura seguinte.

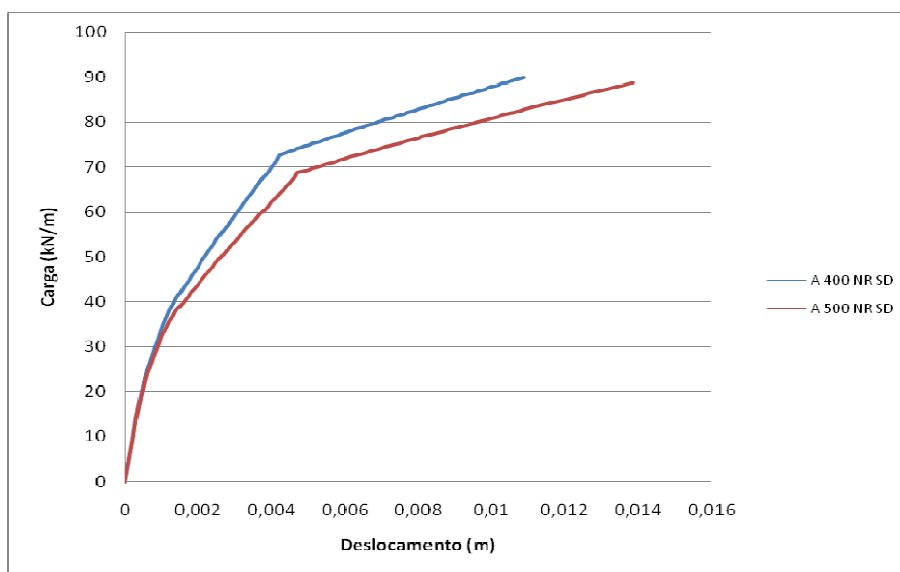


Figura 5.27 – Resultados obtidos da análise à solução de dimensionamento com 25% de redistribuição.

Apesar de ainda se observar a formação das rótulas plásticas a meio vão, observa-se que a capacidade resistente última decresceu relativamente à última situação analisada, ou seja, à redistribuição de 20%. Os valores para os quais se observa a formação das rótulas plásticas encontram-se indicados no quadro seguinte.

Quadro 5.6 – Cargas (kN/m) para as quais se formam as rótulas plásticas na estrutura.

Classes de aço	1ª rótula plástica	2ª rótula plástica
A 400 NR SD	72,54	89,84
A 500 NR SD	71,53	89,46

5.8.6. ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE DIMENSIONAMENTO OBTIDA COM 30 % DE REDISTRIBUIÇÃO

Relativamente à análise efectuada para a solução dimensionada com base numa análise elástica linear com uma redistribuição de 30% os resultados obtidos foram os seguintes.

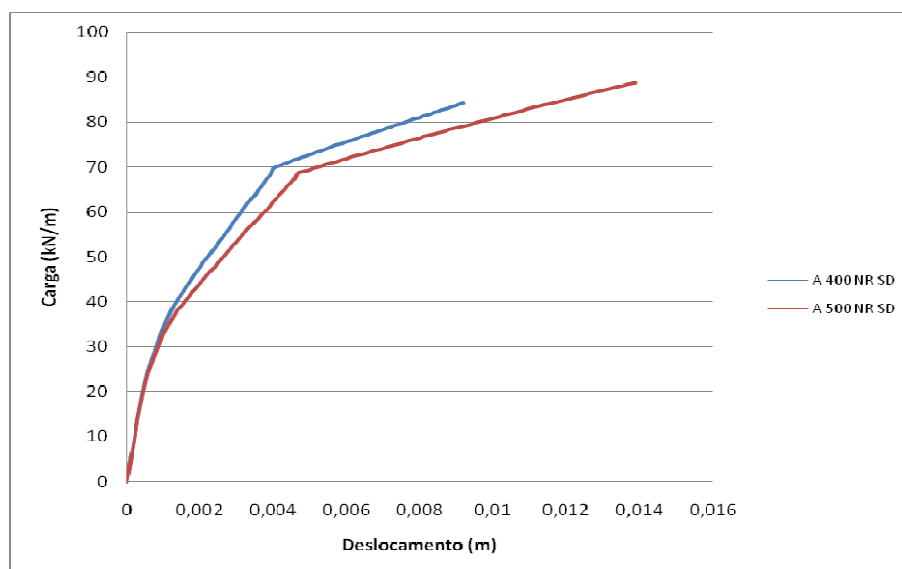


Figura 5.28 – Resultados obtidos da análise à solução de dimensionamento com 30% de redistribuição.

Como seria de prever, e tendo em conta o que se tinha observado para a solução de dimensionamento analisada no ponto anterior, verifica-se agora que para ambas as classes a estrutura não apresenta capacidade suficiente para que se forme a rótula plástica a meio vão antes de atingir a rotura.

Os valores de carga para a qual se observa formação da rótula plástica nos encastramentos e se atinge a capacidade resistente última da estrutura podem ser observados no quadro seguinte.

Quadro 5.7 – Cargas (kN/m) para as quais se formam as rótulas plásticas na estrutura.

Classes de aço	1ª rótula plástica	rotura
A 400 NR SD	69,71	84,18
A 500 NR SD	68,75	88,82

5.8.7. ANÁLISE DA SOLUÇÃO DE DIMENSIONAMENTO PARA A QUAL SE OBTÉM A CARGA RESISTENTE MÁXIMA

Pretendeu-se ainda determinar qual a redistribuição óptima, isto é, qual a redistribuição que leva à maior capacidade resistente da estrutura para as diversas classes de aço analisadas.

Conclui-se assim que, apenas com a excepção da classe A 400 NR SD, todas as outras atingem o valor máximo resistente para situações já analisadas.

Desse modo observa-se que para o aço de classe A 500 NR SD o valor máximo se regista para a situação dimensionada com uma redistribuição de 20%, tendo o correspondente valor máximo resistente sido já indicado, valendo 92,38 kN/m.

No que se refere ao aço da classe designada por A 400 “antigo” o valor máximo resistente observa-se para a análise linear elástica sem redistribuição e vale 86,87 kN/m, sendo no entanto os restantes valores obtidos para as outras análises bastante próximos.

Relativamente ao aço da classe A 500 “antigo” verifica-se que o valor máximo resistente é atingido para a solução dimensionada com uma redistribuição de 15%, tendo a carga máxima obtida sido de 87,7 kN/m.

Por fim, a classe A 400 NR SD, foi a única cujo valor máximo registado não se observa para nenhuma das análises indicadas até agora, sendo este máximo atingido para uma solução de dimensionamento com uma redistribuição de 22%. O resultado obtido para esta solução pode ser observado no gráfico ilustrado na figura seguinte.

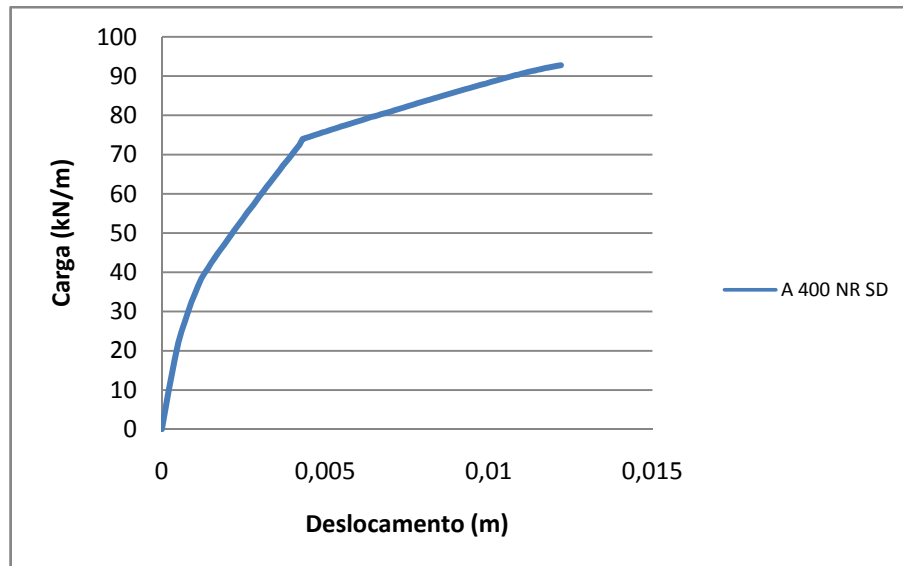


Figura 5.29 – Resultados obtidos da análise à solução de dimensionamento com 22% de redistribuição para a classe de aço A 400 NR SD.

Os valores da carga que originam a formação das rótulas plásticas podem ser observados no quadro seguinte.

Quadro 5.8 – Cargas (kN/m) para as quais se formam as rótulas plásticas na estrutura.

Classes de aço	1ª rótula plástica	rotura
A 400 NR SD	73,94	92,77

5.9. ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES

Neste sub-capítulo irá proceder-se a uma análise dos resultados obtidos, avaliando não só o comportamento evidenciado por cada classe de aço individualmente, mas ainda de uma forma global, comparando as diferenças obtidas para análises estruturais semelhantes usando distintas classes de aço. Pretende-se ainda estudar em que medida os resultados obtidos se aproximam do que seria expectável e serão ainda expostas algumas conclusões que puderam ser retiradas com este exemplo.

Sendo assim, e começando pela análise individual, inicia-se esta discussão com o aço da classe A 400 NR SD. Representa-se na figura seguinte um gráfico que ilustra o comportamento da estrutura para as diferentes análises efectuadas.

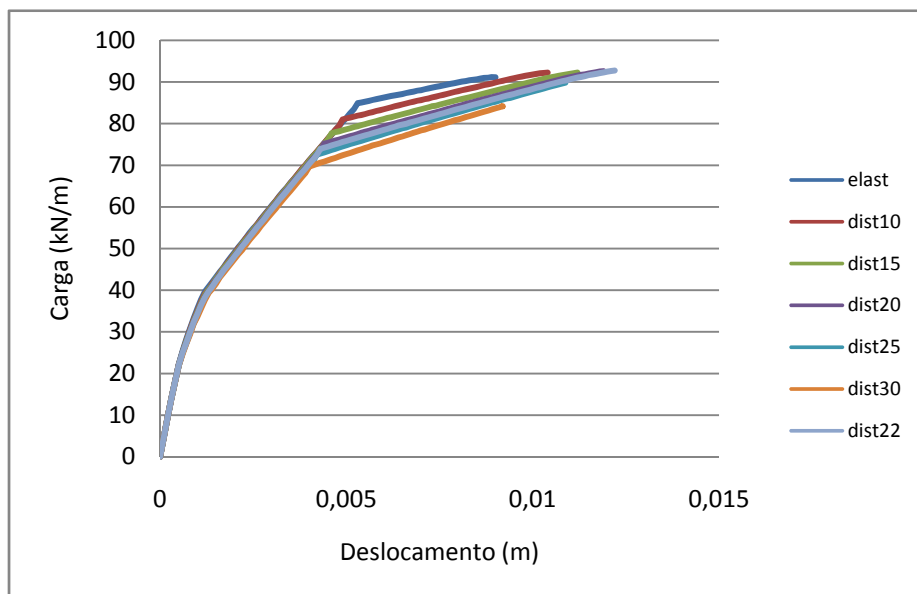


Figura 5.30 – Resultados obtidos para a classe de aço A 400 NR SD.

Como se pode constatar pela figura verifica-se que quanto maior a redistribuição mais cedo se observa a formação da primeira rótula plástica na secção de encastramento. Verifica-se ainda que a maior redistribuição conduz a uma maior deformação por parte da estrutura até ser atingida a formação da 2ª rótula plástica, atingindo-se portanto a rotura.

O pico de carga resistente é observado para uma redistribuição de 22%, sendo que para 25% de redistribuição ainda se regista a formação da rótula plástica a meio vão, mas a estrutura sofre uma diminuição da sua capacidade resistente. Para uma redistribuição de 30% a estrutura não possui capacidade suficiente para que se forme a rótula plástica a meio vão fazendo com que a carga última resistente sofra uma redução bastante acentuada.

Passando agora à análise relativa à classe A 500 NR SD verifica-se que o comportamento é bastante semelhante ao da classe analisada anteriormente, como se pode constatar pelo gráfico representado na figura seguinte.

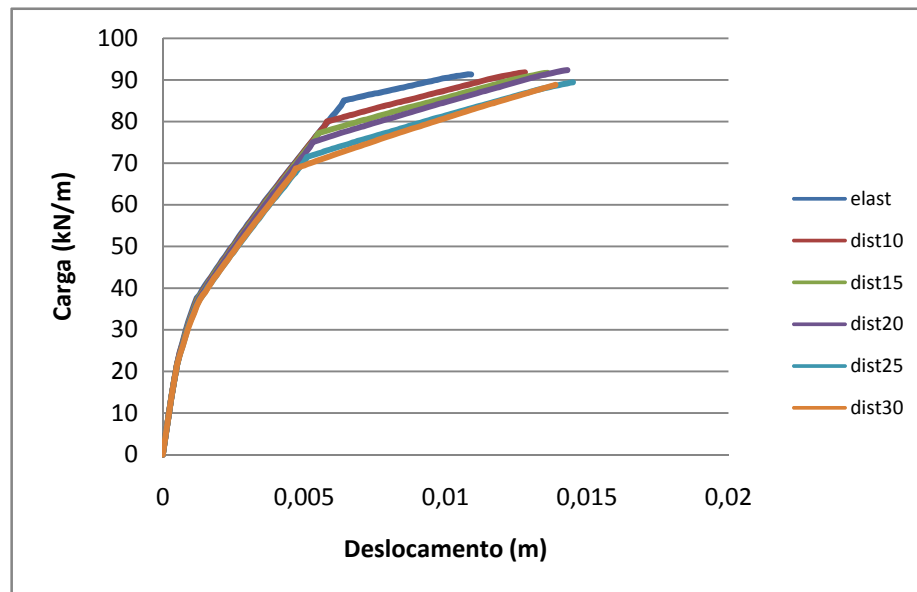


Figura 5.31 – Resultados obtidos para a classe de aço A 500 NR SD.

Novamente se observa o que já havia sido referido para a situação da classe A 400 NR SD, que tal como era de esperar, a carga que leva à formação da rótula plástica nos encastramentos diminui com a redistribuição. E também se observa o aumento de capacidade de carga e de deformação com o aumento de redistribuição.

Neste caso, contudo, o valor máximo resistente é atingido para uma redistribuição ligeiramente inferior, sendo ela de 20%, o que poderá ser explicado pelo facto deste aço ser menos dúctil do que o A 400 NR SD. Observa-se também o que já tinha sido reportado para a classe analisada anteriormente, onde com uma redistribuição de 25% ainda se verifica a formação da rótula plástica a meio vão, levando esta situação no entanto a uma redução da capacidade resistente da estrutura. Para o caso da redistribuição de 30%, e novamente como se verificou para a classe A 400 NR SD, também para esta classe se verifica que a rotura se dá ainda antes da estrutura conseguir formar a 2ª rótula plástica.

Prosseguindo para a designada classe A 400 “antigo” observam-se já algumas diferenças significativas para com as duas classes mencionadas anteriormente. De facto trata-se de uma classe de aço cujos parâmetros de resistência foram adoptados iguais aos da classe A 400 NR SD mas que em termos de ductilidade e capacidade de deformação apresenta características bastante inferiores. Na figura seguinte pode observar-se os resultados obtidos para esta classe de aço mediante as diversas análises efectuadas.

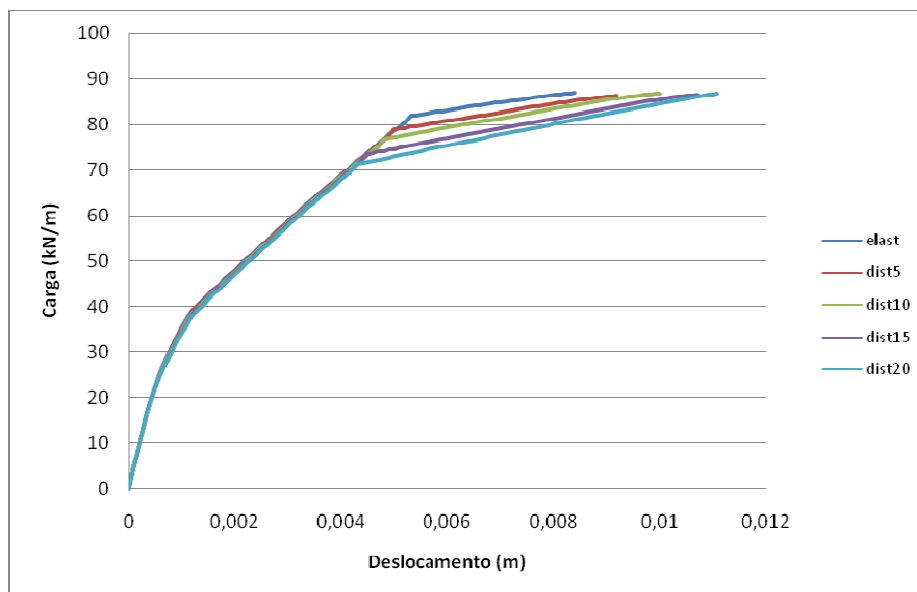


Figura 5.32 – Resultados obtidos para a classe de aço A 400 “antigo”.

A análise desta figura permite observar de imediato as diferenças existentes para com os dois casos analisados anteriormente. Apesar da formação das rótulas plásticas no encastramentos se dar para menores cargas com o aumento da redistribuição, o aumento desta não origina um aumento da capacidade resistente da estrutura. De facto, os valores obtidos mostram que a capacidade resistente se mantém praticamente constante, diminuindo ligeiramente, com os aumentos de redistribuição. A explicação para tal facto pode residir na combinação de dois factores: as quantidades de armadura utilizadas e a baixa capacidade de deformação do aço utilizado. Como se sabe, com o aumento da quantidade de armadura as secções tendem a perder capacidade de rotação. Ora aliando esse factor à baixa capacidade de deformação evidenciada pelo aço utilizado, resulta que a estrutura apresenta pouca capacidade de redistribuir os esforços e consequentemente não tem capacidade para permitir ganhos de resistência.

Contrariamente ao observado para os dois casos anteriores verifica-se que para uma redistribuição de 20% a estrutura já não apresenta capacidade rotacional e de resistência suficientes para que se forme a rótula plástica a meio vão. Também a capacidade resistente máxima se regista para uma situação bastante distinta das anteriormente referidas ocorrendo para o caso da análise elástica, tendo a justificação par tal facto sido já referida acima.

Passando agora à última classe de aço estudada, o aço A 500 “antigo”, pode observar-se pela figura seguinte que o comportamento desta classe de aço é bastante semelhante ao aço A 400 “antigo” como seria de esperar.

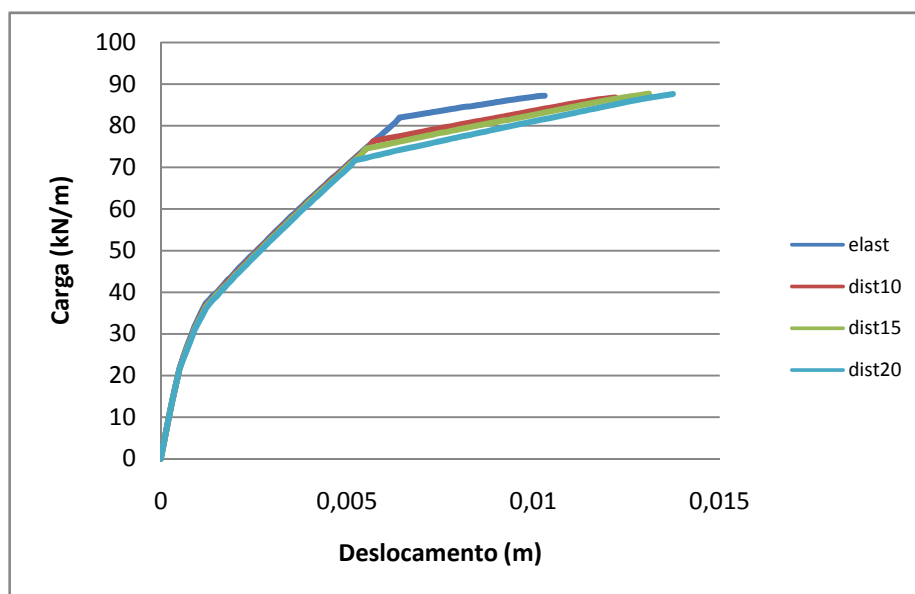


Figura 5.33 – Resultados obtidos para a classe de aço A 500 “antigo”.

Como se pode constatar pelos gráficos representantes das diversas análises efectuadas o comportamento evidenciado é em tudo semelhante ao exibido pela classe A 400 “antigo”. Os valores de carga resistente são todos bastante próximos, tal como se verificava na situação anterior. Contudo, neste caso, verifica-se que apesar de se tratar de um aço menos dúctil, apesar de se tratar de uma diferença ligeira, o valor máximo para a carga resistente é encontrado para uma redistribuição de 15%.

Um dos motivos que pode explicar tal facto é que apesar de se tratar de um aço com menores capacidades de deformação do que o A 400 “antigo”, apresenta uma capacidade resistente superior o que leva a que as secções apresentem menores quantidades de armadura, tornando-as dessa forma mais dúcteis. Apesar disso, também como no caso do aço analisado imediatamente atrás, verifica-se que com esta classe de aço a estrutura não tem capacidade para formar a rótula plástica a meio vão antes de se atingir a rotura.

Realizando agora uma análise mais global, deve referir-se que a nível seccional os aços de ductilidade especial e os designados aços “antigos” apresentam tipos de rotura distintos. No caso dos primeiros, a rotura dá-se por esgotamento da capacidade resistente do betão. Já no caso dos aços antigos observa-se o contrário, sendo a rotura devida ao esgotamento da capacidade do aço. Demonstra-se assim a importância assumida pela ductilidade no comportamento das secções de betão armado, uma vez que a rotura por esmagamento do betão se trata de uma rotura dúctil, permitindo valores de dissipação de energia mais elevados.

Uma outra constatação, facilmente identificável após leitura dos resultados obtidos na análise global da estrutura, é o facto de nas situações onde se procedeu à utilização de aços de ductilidade especial o valor resistente atingido pela estrutura ter sido consideravelmente superior ao obtido para os outros tipos de aço. Verifica-se para os aços das mesmas classes de resistência que a primeira rótula plástica se forma aproximadamente para os mesmos valores de extensão, sendo no entanto o valor da carga que origina essa mesma rótula plástica sempre superior no caso dos aços de ductilidade especial, variando o acréscimo de carga entre os 3,5 e os 6%. Uma explicação para este motivo reside exactamente nas propriedades de ductilidades dos aços utilizados. Usando aços de maior ductilidade as secções críticas apresentam uma maior capacidade de rotação e de deformação que permitem que se

atingam valores de carga superiores antes de se atingir a plastificação. É também devido a essa maior capacidade de deformação que se observam as diferenças de extensão para o momento da formação da rótula plástica a meio vão. Observando os gráficos dos resultados obtidos para as diversas análises efectuadas verifica-se que no momento de formação da rótula plástica a meio vão os valores de extensão, bem como os da carga, para os aços de ductilidade especial, são sempre superiores aos obtidos para os aços designados como “antigos”, situando-se a diferença entre os 4 e 7% para as extensões e entre 5 e 7% para a carga, sendo ainda de salientar que a variação na carga vai aumentando gradualmente com o aumento da redistribuição enquanto que a diferença entre as extensões se revela mais inconstante.

Confirma-se também que a utilização de redistribuição é benéfica para o desempenho da estrutura pois dessa forma a disposição da armadura é mais adequada para os esforços verificados para uma situação próxima da rotura. Como se pode observar pelos resultados, os valores de pico resistente deram-se sempre para as análises com redistribuição de esforços, com a única excepção do aço da classe A 400 “antigo”. A variação existente entre os valores de redistribuição que originam o pico de resistência está essencialmente associada à ductilidade das armaduras utilizadas.

Fazendo agora um análise comparativa entre aços da mesma classe de ductilidade pode observar-se que os casos da classe de resistência 500 MPa apresentam maiores valores de extensão tanto no momento da formação das rótulas plásticas nos encastramentos como no momento da formação da rótula plástica a meio vão, variando esta diferença, no caso da formação da rótula plástica a meio vão que conduz ao colapso, entre os 20 e os 28%. Isto acontece em ambos os casos apesar dos aços da gama de resistência 500 MPa apresentarem limites de deformação últimos, ϵ_{su} , inferiores. Contudo, a explicação para o facto de permitirem maiores valores de extensão para a estrutura acontece por apresentarem menores percentagens de armaduras que os aços da classe de resistência de 400 MPa. No entanto, no caso dos aços de ductilidade especial, este ganho de extensão não é sinónimo de ganhos de resistência. Verifica-se até o contrário, sendo o pico obtido para a classe de resistência de 400 MPa superior ao pico de resistência obtido para a gama de 500 MPa. De facto, apenas no caso da análise elástica e no caso da redistribuição de 30%, onde nenhum dos aços de ductilidade especial tem capacidade de formar a rótula plástica a meio vão, se observa que o aço da classe da gama de resistência de 500 MPa apresenta maior valor de carga resistente que o aço da classe de resistência de 400 MPa. Já no caso dos aços “antigos” se observa que a classe de resistência de 500 MPa apresenta sempre, com a única excepção do caso da redistribuição de 10%, valores de carga resistente superiores.

Deve ainda explicar-se o motivo pelo qual apesar das secções terem sido dimensionadas para uma carga actuante de 95 kN/m, em todos os casos analisados os resultados obtidos terem sido inferiores a este valor. A explicação para esta situação encontra-se no facto do programa utilizado no processo iterativo para o dimensionamento das secções críticas, o programa SECCAO, realizar uma análise da secção submetida a um esforço de flexão pura. Como se sabe, na realidade o esforço nas secções vem também agravado pelo facto de, em simultâneo com o momento flector, se registar a presença de esforço transversal. Como o programa PLASTD 90 entra em consideração com ambos os tipos de esforços esse é o motivo pelo qual a resistência da estrutura para as diversas análises se revelou inferior ao valor de cálculo utilizado.

Com base nos resultados obtidos e nas análises efectuadas aos mesmos podem retirar-se duas conclusões bastante importantes. A primeira é o facto da utilização de aços com boas características de ductilidade ser, sem sombra de dúvida, um requisito desejável, tendo-se demonstrado que para a mesma estrutura e com aços com idênticas classes de resistência, os aços com maior ductilidade permitem ganhos de resistência significativos. Um outro aspecto bastante importante reside no facto

da capacidade de deformação do aço utilizado não ser o único responsável pela capacidade de deformação da estrutura. A quantidade de armadura utilizada assume também extrema importância, tendo-se observado que para valores mais baixos de quantidade de armadura se observam ganhos bastante consideráveis de deformação da estrutura.

6

DIMENSIONAMENTO DE PONTE RODOVIÁRIA DE BETÃO ARMADO

6.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo proceder-se-á ao dimensionamento de uma ponte de betão armado. Trata-se de uma passagem superior e irá ser dimensionada para duas situações distintas. Um dos dimensionamentos será efectuado utilizando-se como armadura aço com características de ductilidade especiais, enquanto que o outro será efectuado com o denominado aço “antigo” apresentado no capítulo anterior, sendo ambos da classe de resistência de 500 MPa.

Destes dimensionamentos pretende-se analisar possíveis vantagens ou desvantagens da utilização de cada uma das distintas classes de aço tendo como objectivo avaliar eventuais melhorias no comportamento estrutural.

6.2. APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

6.2.1. GEOMETRIA DA ESTRUTURA EM ESTUDO

Tal como já se referiu a ponte a dimensionar trata-se de uma passagem superior de uma estrada com duas faixas por via, sendo que apenas se procederá a uma análise do seu comportamento a nível longitudinal. Trata-se de uma estrutura em pórtico, com três vãos, sendo os vãos extremos de menores dimensões, com um comprimento de 8 metros, e o vão central, que apresenta maiores dimensões, com um comprimento total de 25 metros. A figura seguinte ilustra um esquema representativo do problema em causa.

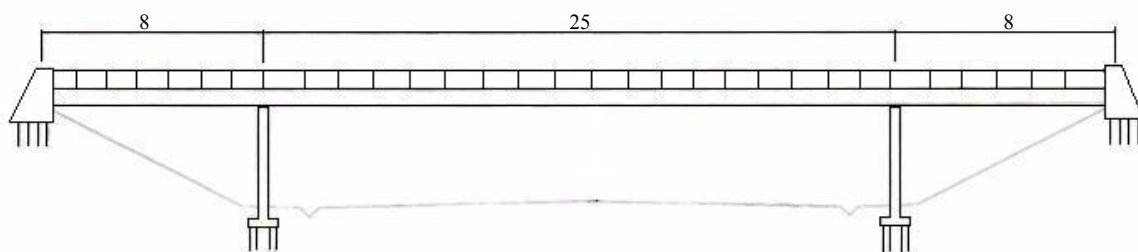


Figura 6.1 – Esquema representativo do traçado longitudinal.

Do ponto de vista da secção transversal o tabuleiro apresenta como solução estrutural adoptada uma laje vigada com duas nervuras tendo uma largura total de 10 metros, cujo esquema se encontra representado na figura seguinte.

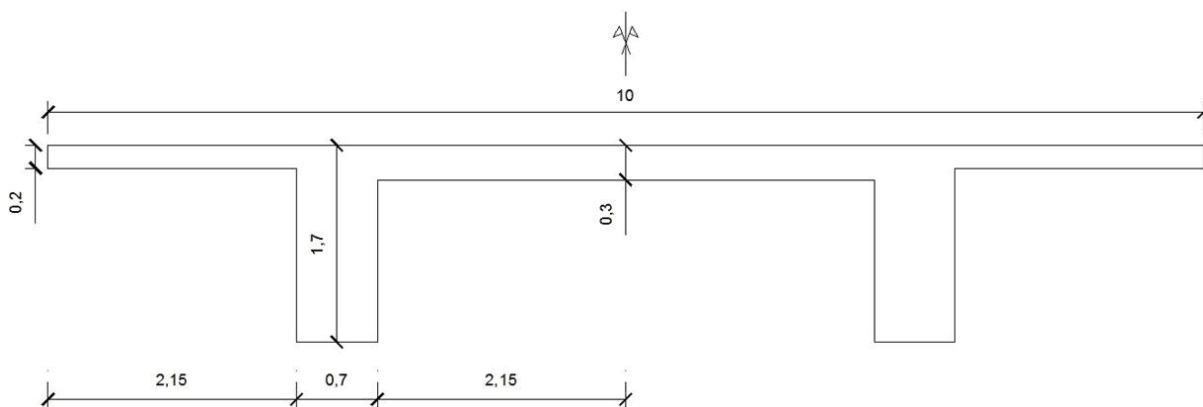


Figura 6.2 – Esquema representativo da secção transversal adoptada.

6.2.2. CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES

Trata-se de uma ponte rodoviária sendo as cargas actuates consideradas consistentes com estas funções. O valor a adoptar para as sobrecargas encontra-se expresso no Regulamento de Segurança e Acções (RSA) que estabelece a verificação de duas situações distintas: uma delas trata-se de um veículo tipo a ser colocado na secção que se revele mais crítica para a estrutura. A outra situação refere-se a uma carga uniformemente distribuída ao longo do comprimento longitudinal da ponte actuando em simultâneo com uma carga transversal uniforme, habitualmente designada por “faca”, a qual deve ser colocada na secção que se revele mais crítica para a estrutura. A sobrecarga a utilizar no dimensionamento deverá ser aquela que origina maiores esforços na estrutura.

Relativamente às acções permanentes há que considerar o peso próprio da estrutura que pode dividir-se no peso da quantidade de betão utilizado (no quadro 6.1 designado por peso próprio da estrutura), que se assume como o parâmetro que representa a maior percentagem para este tipo de acções, e nas restantes acções permanentes, que se podem designar como revestimentos, nas quais se inclui o peso do pavimento de betuminoso, as guardas metálicas, as vigas de bordadura, os lancis e os passeios.

O valor das cargas permanentes e das sobrecargas utilizadas encontram-se apresentadas no quadro seguinte.

Quadro 6.1 – Quantificação dos valores característicos das acções actuantes.

Acção	Valor
PERMANENTES	
Peso próprio da estrutura ($\gamma_{\text{betão}} = 25 \text{ kN/m}^3$)	113,25 kN/m
Revestimentos: betuminoso (24 x 7,5 x 0,06)	10,8 kN/m
Guardas metálicas	0,8 kN/m
Vigas de bordadura	4,2 kN/m
Lancis	2,5 kN/m
Passeios	2,5 kN/m
SOBRECARGAS	
Veículo tipo (três eixos equidistantes com afastamento de 1,5 m)	200 kN/eixo
Carga uniformemente distribuída + “faca”	4 kN/m ² (faixa) e 3kN/m ² (passeios) + 50 kN/m

6.2.3. COMBINAÇÕES DE ACÇÕES E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

A regulamentação em vigor estipula que a verificação de segurança das estruturas seja realizada em relação aos estados limites regulamentares, que não são mais do que uma série de combinações das acções actuantes sobre as estruturas, afectadas de coeficientes de combinação, que têm em consideração a probabilidade de ocorrência simultânea das diversas acções, e ainda de factores de segurança, de modo a considerar o grau de ocorrência. Os critérios utilizados pelos regulamentos baseiam-se em teorias estatísticas e probabilísticas que consideram para as acções valores característicos de distribuição de Gauss, sendo que tais valores correspondem na curva de distribuição a uma probabilidade de ocorrência de 5% em 50 anos.

Apresentam-se então em seguida as diversas combinações de acções correspondentes aos diversos estados limites:

- *Estado Limite Último (ELU):*

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot S_{Gik} + \gamma_q \cdot \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot S_{Qjk} \right] \quad (6.1)$$

Onde γ_{gi} assume o valor de 1,0 ou 1,35 e γ_q assume o valor de 0 ou 1,5 caso as suas contribuições sejam, respectivamente, favoráveis ou desfavoráveis.

- *Estados Limites de Serviço (ELS):*

Dentro dos ELS temos três combinações distintas, sendo elas:

Combinação característica:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot S_{Qjk} \quad (6.2)$$

Combinação frequente:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \psi_{11} \cdot S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot S_{Qjk} \quad (6.3)$$

Combinação quase-permanente:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot S_{Qjk} \quad (6.4)$$

Os valores a adoptar para ψ encontram-se estabelecidos no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de edifícios e pontes (RSA), sendo variáveis para as diversas acções que actuam sobre a estrutura. Os valores adoptados foram os seguintes:

- Veículo tipo: $\psi_0 = 0,6$; $\psi_1 = 0,4$; $\psi_2 = 0,2$;
- Carga uniformemente distribuída + “faca”: $\psi_0 = 0,6$; $\psi_1 = 0,4$; $\psi_2 = 0,2$;

A segurança da estrutura considera-se verificada quando as propriedades características de resistência da estrutura, afectadas de coeficientes de segurança, sejam superiores aos valores de cálculo das acções para a combinação respectiva. Ou seja, terá sempre de se registar que:

$$R_d \geq S_d \quad (6.5)$$

6.3. MODELO DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO

Relativamente ao modelo de cálculo foram utilizados dois programas distintos. Numa primeira fase criou-se um modelo da estrutura no programa SAP 2000 de modo a determinar os esforços actuantes nas diversas secções da peça para a combinação de acções referente ao Estado Limite Último de modo a que se procedesse ao dimensionamento das armaduras. Com estes resultados, e com as armaduras devidamente dimensionadas, recorre-se ao programa PLASTD 90, já utilizado anteriormente, para se proceder à realização de uma análise não linear da estrutura e verificar a sua segurança para os diversos Estados Limites regulamentares.

Relativamente ao modelo realizado no programa SAP 2000 utilizou-se o método das grelhas, com recurso a elementos de barra, para simular a estrutura. A opção por este tipo de elementos, em detrimento de elementos de casca, deve-se ao facto do rigor permitido por ambos os elementos ser semelhante mas a interpretação dos resultados torna-se mais simples para elementos de barra, por contraste com o outro tipo de elementos mencionado. O modelo utilizado para simular a estrutura em estudo encontra-se representado na figura seguinte, devendo salientar-se ainda que as dimensões dos elementos foram definidas de modo a que fosse tido em conta a necessidade de garantir que tanto a inércia como o peso próprio da estrutura se mantinham inalteráveis e com os valores apresentados pela estrutura real.

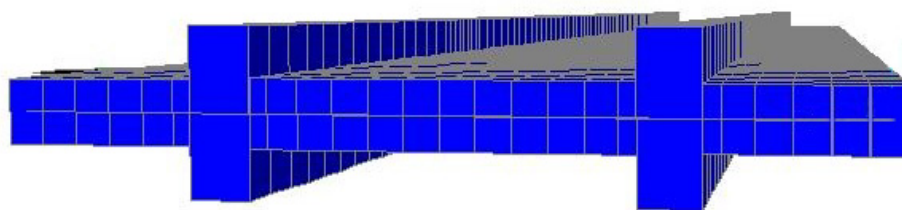


Figura 6.3 – Esquema representativo do modelo adoptado para simular a estrutura no programa de cálculo automático SAP 2000.

Na análise efectuada foram ainda estudadas as linhas de influência de momento para as secções críticas da estrutura de modo a determinar em que secções se deveriam colocar as cargas para ser obtida a situação mais gravosa de carregamento para cada secção. Os traçados das linhas de influência obtidos para as secções do pilar e do vão central encontram-se representadas nas duas imagens seguintes.

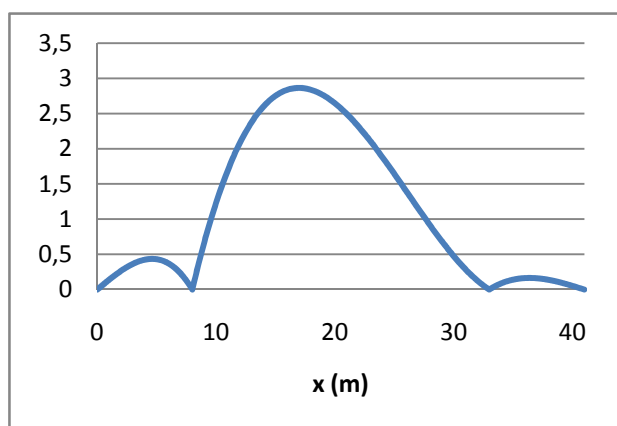


Figura 6.4 – Linha de influência de momentos flectores para a secção do pilar.

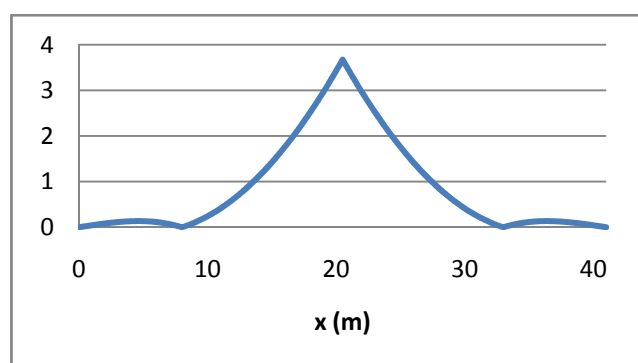


Figura 6.5 – Linha de influência de momentos flectores para a secção do vão central.

Tendo em conta o traçado das linhas de influência obtido para as duas secções críticas procedeu-se ao estudo de diversas situações de carga para estado limite último, variando a posição do veículo tipo, da “faca” e realizando ainda alternância de sobrecargas, para determinar qual o caso de carga mais crítico

para a estrutura. Obteve-se que a situação mais prejudicial ocorre para a sobrecarga uniformemente distribuída a actuar em toda a estrutura com a “faca” colocada a uma distância de 17 metros do encontro. O diagrama de momentos obtido para essa situação de carga, para uma das vigas principais da ponte, encontra-se representado na figura seguinte.

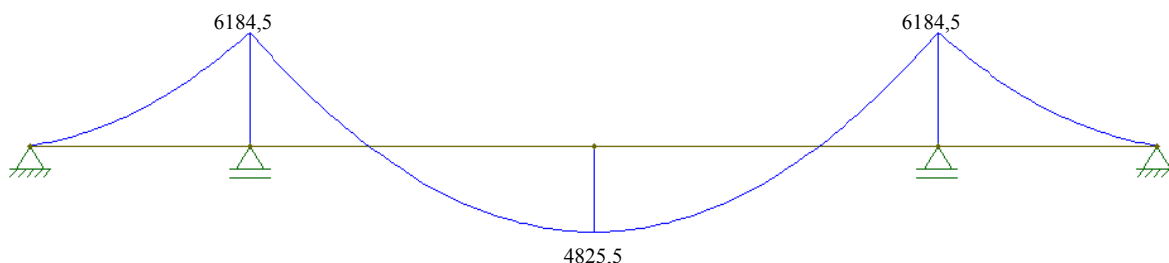


Figura 6.6 – Diagrama de momentos flectores para a situação de carga mais crítica para a ponte.

Tal como no caso do exemplo prático também na ponte se procede a uma redistribuição dos esforços actuantes. Neste caso optou-se por realizar uma redistribuição idêntica para as duas classes de aço estudadas de modo a que os resultados finais fossem comparáveis. A redistribuição adoptada foi de 20%, sendo efectuada nas secções de momento negativo (pilares), estando o novo diagrama de momentos flectores representado na figura seguinte.

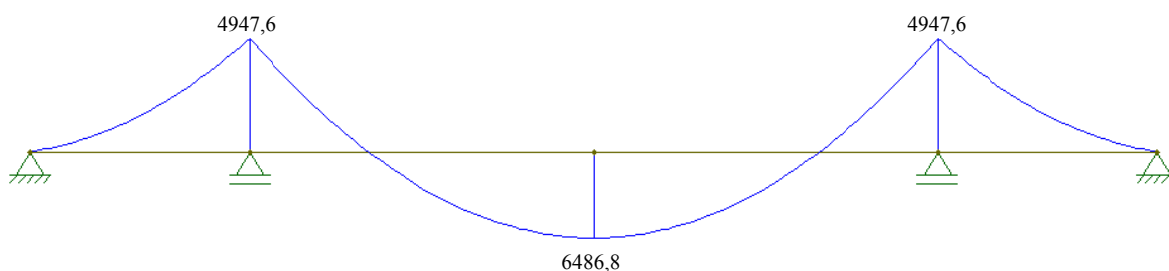


Figura 6.7 – Diagrama de momentos flectores obtido após a realização de uma redistribuição de 20% dos momentos nos pilares para a situação de carregamento mais prejudicial.

Será com base neste novo diagrama de momentos flectores que se irá proceder ao dimensionamento das armaduras da ponte. Deve referir-se que este dimensionamento será efectuada de acordo com os critérios estipulados pelo EC2, ao contrário do que se realizou no caso do exemplo prático estudado no capítulo anterior. Assim sendo, para a secção do pilar, e analisando apenas uma das vigas principais, obtém-se que:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{4947,6}{0,7 \cdot 1,55^2 \cdot 16667} = 0,177 \quad (6.6)$$

Uma vez que o modelo adoptado se baseou no método das grelhas utilizou-se apenas uma largura de 0,7 m pois os resultados obtidos pelo programa vêm em função da rigidez de cada barra, logo não faria sentido utilizar toda a largura efectiva da secção. Também a altura útil considerada foi bastante conservativa, sendo isso justificado pelo facto de ser provável terem de ser utilizadas pelo menos duas camadas de armadura. Deve salientar-se ainda que esta disposição de armadura corresponde unicamente a uma das vigas principais sendo que, pelo facto do valor obtido para os momentos nas zonas laterais que completam o “T” ser bastante pequeno, se optou por dimensionar estes elementos

como se de lajes se tratasse, onde são colocados varões de 25 mm, de modo a manter a coerência com os utilizados nas vigas principais, com o afastamento máximo permitido pelo EC 2, o que se revela suficiente.

Com este valor de momento reduzido, e adoptando para a relação entre a armadura de compressão e a armadura de tracção um valor de 0,2 retira-se das tabelas que:

$$\alpha = 0,201 \quad (6.7)$$

e

$$\omega = 0,194 \quad (6.8)$$

Fazendo a verificação imposta pelo EC 2 de modo a avaliar se a redistribuição efectuada é válida vem:

$$\delta \geq 0,44 + 1.25 \cdot \alpha = 0,69 \quad (6.9)$$

Como se adoptou $\delta = 0,8$ confirma-se que a redistribuição utilizada é permitida.

Assim sendo, e tendo em conta o valor obtido para ω , resultam as seguintes áreas de armadura:

$$A_s = 80,65 \text{ cm}^2 \quad (6.10)$$

$$A'_s = 16,13 \text{ cm}^2 \quad (6.11)$$

Utilizando para a armadura varões de 25 mm, terão de se utilizar 18 varões para a armadura principal e 4 varões para a armadura de compressão resultando em áreas efectivas de armadura de:

$$A_s = 88,38 \text{ cm}^2 \quad (6.12)$$

$$A'_s = 19,64 \text{ cm}^2 \quad (6.13)$$

Para a secção do vão, e realizando um procedimento semelhante, obtém-se um momento reduzido de:

$$\mu = \frac{6486,8}{0,7 \cdot 1,55^2 \cdot 16667} = 0,231 \quad (6.14)$$

Vindo então:

$$\alpha = 0,256 \quad (6.15)$$

e

$$\omega = 0,258 \quad (6.16)$$

Obtendo-se como armadura:

$$A_s = 107,26 \text{ cm}^2 \quad (6.17)$$

$$A'_s = 21,45 \text{ cm}^2 \quad (6.18)$$

Mantendo a utilização de varões de 25 mm são necessários 22 varões para a armadura principal e 5 varões para a armadura de compressão por viga principal, o que resulta em:

$$A_s = 108,02 \text{ cm}^2 \quad (6.19)$$

$$A'_s = 24,55 \text{ cm}^2 \quad (6.20)$$

Na imagem seguinte pode observar-se um esquema ilustrativo da disposição das armaduras longitudinais a colocar na secção de meio vão.

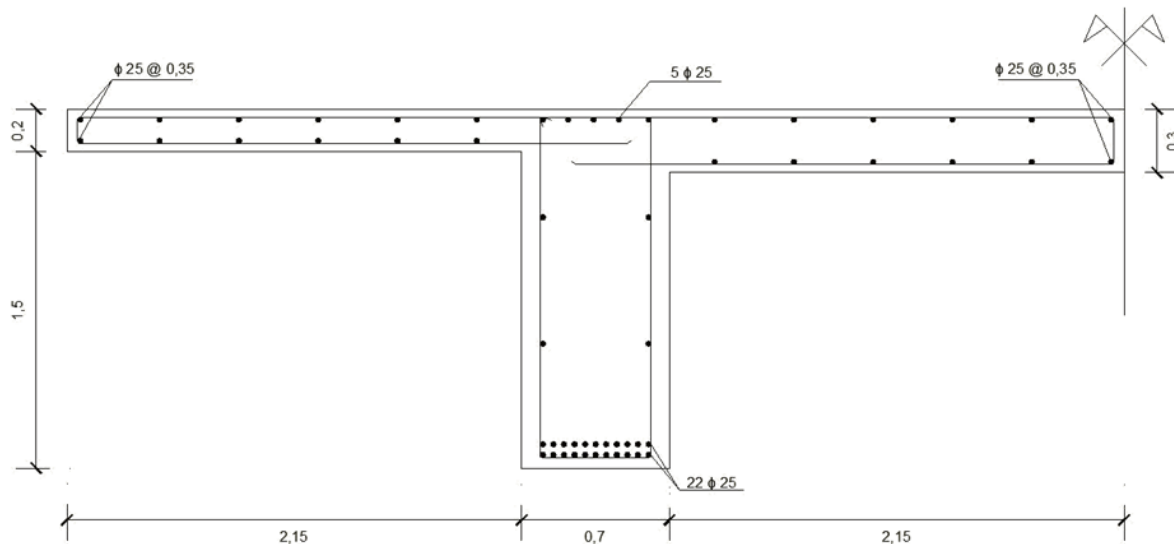


Figura 6.8 – Esquema ilustrativo da disposição de armaduras longitudinais na secção de meio vão.

Tendo as armaduras das secções críticas dimensionadas recorre-se ao programa SECCAO para determinar qual a capacidade de rotação plástica de cada uma destas secções, tal como havia sido feito no exemplo prático apresentado no capítulo anterior. Os diagramas de momento-curvatura obtidos encontram-se representados na figura seguinte.

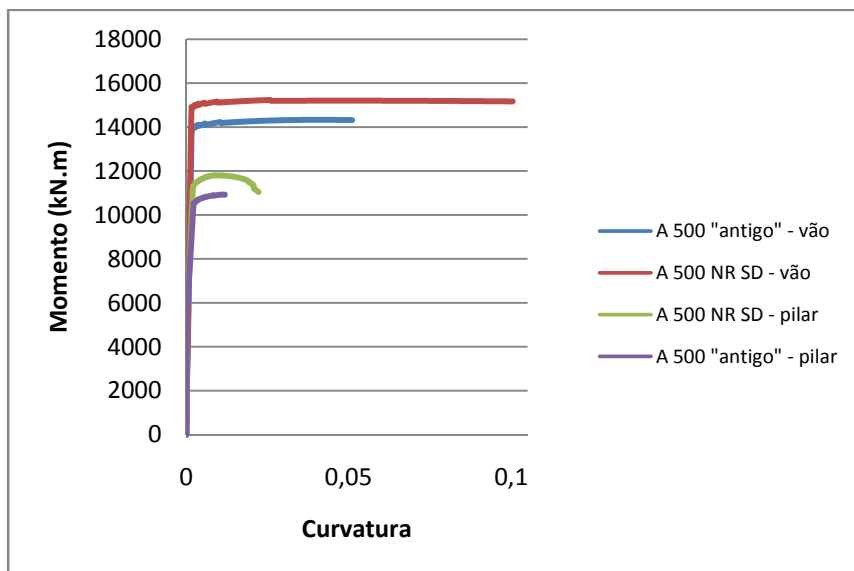


Figura 6.9 – Diagramas de momento-curvatura obtidos para as secções críticas através do programa SECCAO.

Com base nestes diagramas determinam-se as características das rótulas plásticas a simular pelo programa PLASTD 90, as quais se encontram representadas no quadro seguinte.

Quadro 6.2 – Características das rótulas plásticas simuladas no programa PLASTD 90.

Classes de aço	E	θ
A 500 NR SD (momento positivo)	1550	0,17068
A 500 NR SD (momento negativo)	14600	0,03774
A 500 “antigo” (momento positivo)	4260	0,0867
A 500 “antigo” (momento negativo)	25600	0,02006

6.4. ANÁLISE NÃO LINEAR DA ESTRUTURA E VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES REGULAMENTARES

Com base no dimensionamento efectuado no ponto anterior do presente capítulo procede-se à modelação da ponte em análise no programa de cálculo PLASTD 90 de modo a que se proceda a uma análise não linear da mesma. Através desta análise pretende-se ainda averiguar se são cumpridos os diversos estados limites, tanto o último como os de utilização, regulamentares. Refira-se que neste caso, e ao contrário do exemplo realizado no capítulo anterior, o modelo adoptado para o comportamento do aço foi o prescrito pelo EC 2, que estabelece uma tensão limite, f_{yd} , constante desde o momento de plastificação do aço até este atingir a sua capacidade de deformação última. O modelo de comportamento do betão não pode ser alterado, seguindo o estipulado pelo MC 90, tal como já havia sido referido no capítulo anterior.

Nas figuras seguintes encontram-se representados o modelo utilizado para simular a estrutura, e a respectiva malha de elementos finitos, e ainda um esquema representativo do diagrama de momentos flectores onde se ilustram as disposições de armadura adoptadas. Tal como já se referiu anteriormente, a disposição de armadura representada refere-se unicamente à armadura a colocar numa das vigas principais.

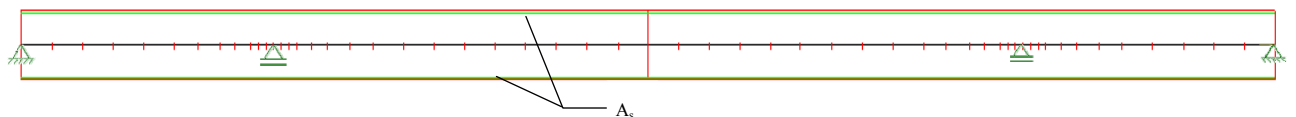


Figura 6.10 – Modelo utilizado no programa PLASTD 90 (56 elementos de viga com 34 camadas de betão e 2 camadas de aço por elemento).

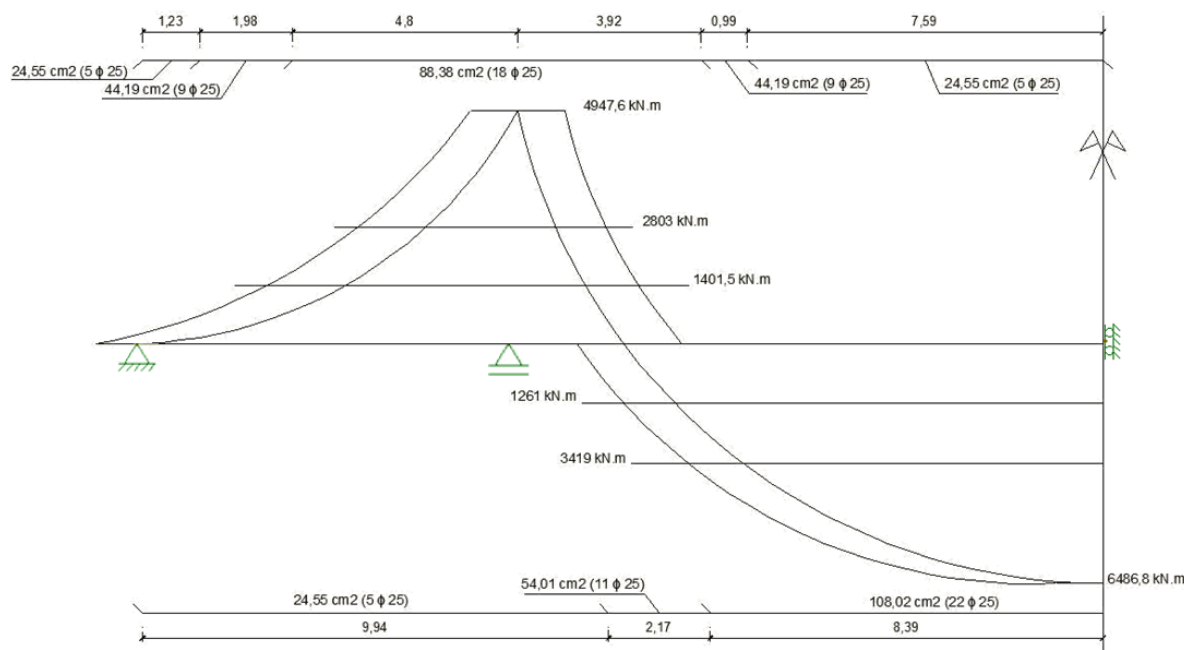


Figura 6.11 – Esquema representativo do diagrama de momentos flectores para a ponte em estado limite último e disposições de armadura.

6.4.1. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Para o estado limite último há que garantir que a estrutura apresenta resistência suficiente para resistir aos esforços gerados por esta combinação de carga. Observa-se que cumprindo os critérios de segurança estipulados pelo EC 2, a capacidade resistente é garantida em ambos os casos estudados, estando portanto a estrutura correctamente dimensionada e confirmada a sua segurança. Observa-se ainda que para esta combinação de acções em nenhum dos casos se atinge a plastificação das armaduras nas secções críticas, o que origina que os resultados obtidos sejam idênticos nas duas soluções estudadas.

6.4.2. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO

O presente trabalho baseou-se no estipulado pelo exposto na segunda parte do EC 2, onde se encontram estabelecidos os critérios de verificação de segurança para pontes, que estabelece que para a combinação quase permanente de acções o valor obtido para a flecha seja inferior a $L/300$, onde L representa o vão a vencer. No caso concreto da ponte em estudo isto resulta numa limitação da deformação a meio vão a uma flecha máxima de 6,8 cm.

De acordo com os resultados obtidos no programa de análise não linear PLASTD 90 verifica-se que, para a combinação quase permanente, a flecha instantânea a meio vão corresponde a 0,73 cm para ambas as situações analisadas. Na prática corrente de projecto admite-se que o valor da flecha a longo prazo é cerca de 3 a 3,5 vezes superior ao valor da flecha instantânea. Como neste caso o valor obtido para a flecha instantânea é cerca de 9 vezes inferior ao do deslocamento máximo admissível pode dizer-se que este limite não será atingido, o que significa que está assim verificado o estado limite de deformação.

Quadro 6.3 – Resultados obtidos no programa PLASTD 90 para a combinação quase permanente de acções.

Carga (kN/m)	Nó	δ (m)
140,95	57	0,73E-02

6.4.3. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO

A verificação ao estado limite de fendilhação foi também ela efectuada tendo por base o EC 2. Assim sendo, e tratando-se de uma ponte comum, fazendo com que o betão que a constitui esteja alternadamente húmido ou seco, consoante a estação do ano e as condições climáticas, este regulamento classifica este tipo de estrutura como da classe de exposição XC4. Para esta classe de exposição o EC 2 limita a largura máxima das fendas a 0,3 mm para a combinação quase permanente de acções.

Realizando a análise simplificada sem cálculo directo da abertura de fendas permitida pelo EC 2, que se trata de uma análise bastante conservativa, e tendo em conta que se utilizaram varões de 25 mm de diâmetro, constata-se que de modo a garantir que o limite de fendilhação seja garantido a tensão no aço não pode exceder os 200 MPa. De acordo com os resultados obtidos da análise não linear efectuada com o programa PLASTD 90 observa-se que a tensão é bastante inferior a este valor, sendo de 169 MPa, significando que também o estado limite de fendilhação está verificado.

Quadro 6.4 – Resultados obtidos no programa PLASTD 90 para a combinação quase permanente de acções.

Carga (kN/m)	Elemento	Ponto de Gauss	σ (MPa)
140,95	12	1	169

6.4.4. COMPORTAMENTO ATÉ À ROTURA

De modo a poder avaliar as diferenças resultantes da utilização de aços com características de ductilidade distintas, decidiu-se avaliar o comportamento exibido pela estrutura até se atingir a rotura. Para tal, e após se atingir o carregamento correspondente ao estado limite último regulamentar, foram dados incrementos de deslocamento sucessivamente crescentes de modo a determinar a carga que origina a rotura em cada um dos casos em análise. A figura seguinte ilustra o gráfico de carga-deslocamento obtido no programa PLASTD 90, sendo possível observar que em ambos os casos se forma a primeira rótula plástica, que na realidade são duas e formam-se nas secções onde se encontram os pilares. Na situação onde se utiliza o aço da classe A 500 “antigo”, observa-se que esta secção não apresenta grande capacidade de deformação e, pouco após se atingir a sua plastificação, a estrutura não apresenta grande capacidade de redistribuir os esforços, sendo a rotura dada pelo esgotamento da capacidade resistente da secção do pilar. No caso do aço da classe A 500 NR SD, observa-se que a secção do pilar apresenta uma maior capacidade de rotação, o que permite ganhos de resistência ainda consideráveis, permitindo que se atinja a formação da rótula plástica na secção de meio vão. Comparando os valores de carga última obtidos verifica-se que no caso do aço de classe de ductilidade especial a rotura se dá para uma carga de 251,2 kN/m sendo para o outro caso estudado de 240,1 kN/m, o que corresponde a um aumento de 4,6% da carga resistente, comprovando o que já havia sido observado no exemplo prático estudado no capítulo 5, e permitindo verificar que para secções armadas com aços que apresentam idênticas características de resistência e quantidades de armadura os aços com melhores características de ductilidade permitem obter ganhos de eficiência estrutural.

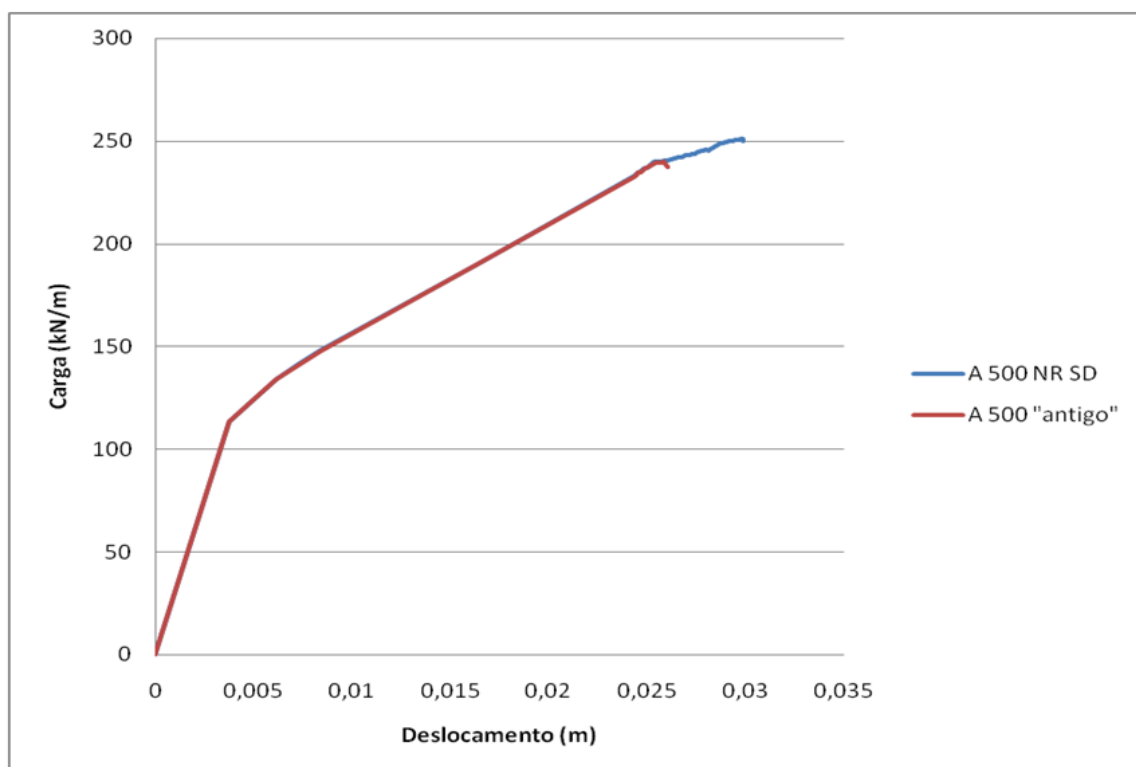


Figura 6.12 – Comportamento até à rotura da ponte obtido da análise não linear efectuada com o auxílio do programa PLASTD 90.

7

CONCLUSÕES E HIPÓTESES DE DESENVOLVIMENTO FUTURO

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões gerais que foram possíveis retirar com a realização do presente trabalho. Note-se que ao longo do mesmo foram já expostas detalhadamente algumas das conclusões retiradas, nomeadamente nos capítulos 5 e 6, sendo que neste ponto se fará uma síntese onde se destacarão as principais.

Ao longo de todo este trabalho foram referidas as vantagens e os benefícios que podem ser retirados da utilização de armaduras de aço com boas características de ductilidade. De facto, observou-se que o processo produtivo para fabricar este tipo de aço é em tudo semelhante ao processo efectuado para os restantes tipos de aços, verificando-se que apenas o tratamento térmico a que são submetidos é variável, sendo esse processo que permite obter aços com diferentes características. É também o tratamento térmico que faz com que os aços apresentem diferentes características de resistência e, assim sendo, torna-se claro que, do ponto de vista económico, não existe uma diferença significativa entre o preço dos aços com características de ductilidade especiais e o preço dos restantes aços, resultando disto que a opção pelo tipo de aço a utilizar se resume meramente a uma questão de eficiência estrutural.

De modo a comparar o desempenho estrutural obtido para aços de diferentes classes de ductilidade levou-se a cabo o estudo de um exemplo prático de uma viga bi-encastada com dimensões e cargas correntes em edifícios. Da análise dos resultados obtidos, expostos no capítulo 5, foi possível constatar que, de facto, os aços com melhores características de ductilidade permitem obter ganhos de resistência estrutural, melhorando portanto o desempenho da estrutura. Na análise da passagem superior, estudada no capítulo 6, foi também possível comprovar isso mesmo. Constatou-se nessa análise que para secções idênticas, armadas com quantidades de armadura idênticas, os aços com melhores características de ductilidade permitem melhorar o comportamento da estrutura, tornando-a mais eficiente. Estes dois exemplos estudados permitem então concluir que de facto é recomendável proceder-se a uma alteração nos hábitos instalados no sector da construção civil em Portugal, sector bastante conservador e avesso à mudança, e proceder-se a uma maior utilização de aços de ductilidade especial, pois a sua utilização é vantajosa, permitindo melhorar o comportamento das estruturas e aumentar ainda mais a sua segurança.

Para além disso foi ainda possível observar que, tal como já havia sido referido em diversos trabalhos realizados anteriormente, não é apenas a ductilidade dos aços o único factor que influencia a ductilidade de secções de betão armado. Também através do estudo do exemplo prático foi possível verificar que a quantidade de armadura presente nas secções assume um papel importante. Verificou-se que utilizando armaduras da classe de resistência de 500 MPa, ainda que ligeiramente menos

dúcteis do que as da classe de resistência de 400 MPa, a capacidade rotacional da secção é aumentada, sendo no entanto a capacidade resistente praticamente idêntica. A explicação para esta maior capacidade de rotação reside no facto das menores quantidades de armadura utilizadas quando se utilizam aços com maiores capacidades resistentes. Ficou também demonstrado, devido a este facto, e também pela questão económica ser indiferente à classe de resistência utilizada, que é recomendável a utilização de aços de classe de resistência de 500 MPa.

Tendo exposto as principais conclusões retiradas com a realização do presente trabalho deixam-se agora algumas sugestões sobre alguns aspectos que carecem de um estudo mais aprofundado. Assim sendo, seria importante levar a cabo um estudo mais aprofundado sobre os parâmetros que influenciam e condicionam a ductilidade e a capacidade de rotação das secções de betão armado, uma vez que o conhecimento existente é ainda relativamente limitado, sendo os critérios presentes nos diversos regulamentos e bibliografia consultados baseados em fórmulas empíricas que apresentam uma variabilidade elevada.

Para além desta questão seria também interessante avaliar as diferenças registadas no comportamento dinâmico de estruturas de betão armadas com aços com características de ductilidade distintas, nomeadamente ductilidade normal e ductilidade especial. Esta sugestão resulta do facto de apesar de numa análise estática já serem observadas algumas melhorias no desempenho estrutural, parecer lógico que, devido ao facto dos aços de ductilidade especial apresentarem uma capacidade de absorção de energia bastante elevada, consideravelmente superior aos aços de ductilidade normal, as diferenças registadas poderão ser significativamente superiores, reforçando ainda mais a importância assumida pela ductilidade dos aços a utilizar nas estruturas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Concrete Institute (2002). *Building code requirements for reinforced concrete. ACI 318-02 – revised 2002*. Detroit.
- Barros, H., Figueiras, J. A. (2007). *Estruturas de betão – Secções à flexão e esforços axiais. Tabelas e ábacos de dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 2*. FEUP, Porto.
- CEB, Comité Euro-International du Béton (1990). *CEB-FIP Model Code 1990 - first draft, Bulletin d'Information n° 195-196*.
- CEB, Comité Euro-International du Béton (1993). *Ductility-Reinforcement, Progress report of Task Group 2.2 – 'Ductility requirements for structural concrete – reinforcement', Bulletin d'Information n° 218*. Lausanne.
- CEB, Comité Euro-International du Béton (1998). *Ductility of reinforced concrete structures, Bulletin d'Information n° 242*. Lausanne.
- CEN – Comité Europeu de Normalização (2004). *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Bruxelas.
- Colecção Regulamentos (2006). *Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado*. Porto Editora, Porto.
- Comisión Asesora ARCER (2000a). *Monografía ARCER n°1 - Aceros con características especiales de ductilidad para hormigón armado*. Madrid.
- Comisión Asesora ARCER (2000b). *Monografía ARCER n°4 – Diagramas característicos de tracción de los aceros con características especiales de ductilidad, con marca ARCER*. Madrid.
- Comisión Asesora ARCER (2003). *Monografía ARCER n°3 – Cálculo práctico de estructuras de hormigón armado con redistribución de esfuerzos*. Madrid.
- Comisión Permanente del Hormigón (1999). *Instrucción de Hormigón Estructural, EHE*. Madrid.
- Coutinho, J. S. (2001). *Materiais de Construção I – Aulas práticas, Apontamentos*. FEUP, Porto.
- Coutinho, J. S. (2004). *Apontamentos Materiais de Construção I – 'Capítulo 2 – O aço para betão armado'*. FEUP, Porto.
- Coutinho, J. S. (2005). *Apontamentos Materiais de Construção I*. FEUP, Porto.
- Cruz, H., Meireles, M. (2005). *Seminário de Estruturas - Importância da ductilidade no aumento da segurança das estruturas de betão armado*. FEUP, Porto.
- Figueiras, J. A. (1997). *Apontamentos da disciplina de Estruturas de betão 2 – Verificação aos Estados Limites de Utilização*. FEUP, Porto.
- Figueiras, J. A. (2003). *Apontamentos da disciplina de Estruturas de betão 2 – Análise e dimensionamento de estruturas porticadas*. FEUP, Porto.
- Figueiras, J. A. (2007). *Apontamentos da disciplina de Estruturas de betão 2 – Esforço transversal*. FEUP, Porto.
- Henriques, A. A. R. (1998). *Aplicação de novos conceitos de segurança no dimensionamento do betão estrutural*. Dissertação de Doutoramento, FEUP, Porto.

Henriques, A. A. R. (2002). *Estruturas pré-esforçadas – Programa de análise à rotura de secções de betão armado sujeitas à flexão*. FEUP, Porto.

LNEC (2002). *Especificações LNEC E 455-2002. Varões de aço A400 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado – características, ensaios e marcação*. Portugal.

LNEC (2002). *Especificações LNEC E 460-2002. Varões de aço A500 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado – características, ensaios e marcação*. Portugal. LNEC (2004). *Betão Armado – esforços normais e de flexão (REBAP - 83)*. Lisboa.

Pipa, M. J. A. L. (1993). *Ductilidade de elementos de betão armado sujeitos a acções cíclicas. Influência das características mecânicas das armaduras*. Dissertação de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

ANEXOS

Anexo A 1: Dimensionamento da viga bi-encastada, realizada de acordo com uma análise linear com distintas percentagens de redistribuição.

A1.1. CÁLCULOS ASSOCIADOS AO DIMENSIONAMENTO DO EXEMPLO DA VIGA BI-ENCASTRADA**A1.1.1. ANÁLISE ELÁSTICA**

Trata-se de uma análise linear elástica de uma viga bi-encastrada com 5 metros de vão, cuja carga actuante de cálculo é uma carga uniformemente distribuída que vale 95 kN/m. Sendo assim, os momentos nos encastramentos e a meio vão tornam-se conhecidos e valem, respectivamente:

$$M^{-}_{apoio} = \frac{p \cdot L}{12} = 198 \quad (A1.1)$$

$$M^{+}_{vão} = \frac{p \cdot L}{24} = 99 \quad (A1.2)$$

Conhecidos os valores dos momentos actuantes nas secções críticas podem dimensionar-se as armaduras necessárias para fazer face a esses esforços. Desse modo, e seguindo o método de dimensionamento tradicional, determina-se o valor do momento reduzido, μ , que vem dado pela fórmula:

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (A1.3)$$

Onde:

b – corresponde à largura da secção de betão que, no caso do exemplo estudado, vale 0,25m;

d – corresponde à altura útil da secção, tendo sido neste caso adoptada uma altura útil de 0,44m;

f_{cd} – corresponde à tensão resistente do betão, tendo-se adoptado um valor de 20 MPa.

Com os valores de momentos visto anteriormente resulta que:

$$\mu^{-} = \frac{198}{0,25 \cdot 0,44^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,205 \quad (A1.4)$$

$$\mu^{+} = \frac{99}{0,25 \cdot 0,44^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,102 \quad (A1.5)$$

Recorrendo às tabelas elaboradas por Barros e Figueiras (2007), em conjunto com o processo iterativo de tentativa erro realizado com o auxílio do programa SECCAO, é possível determinar-se as quantidades de armadura a utilizar para as diversas classes de aço utilizadas.

Das tabelas retira-se que:

$$\alpha^{-} = 0,229 \quad (A1.6)$$

$$\omega^{-} = 0,227 \quad (A1.7)$$

e

$$\alpha^{+} = 0,125 \quad (A1.8)$$

$$\omega^{+} = 0,107 \quad (A1.9)$$

Em que:

$$\alpha = x / d \quad (A1.10)$$

e

$$\omega = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (\text{A1.11})$$

Utilizando agora o processo iterativo de tentativa erro com o auxílio do programa SECCAO torna-se possível determinar qual o valor de f_{yd} a utilizar de modo a que o valor do momento resistente de cálculo dado pelo programa seja idêntico, a menos de uma tolerância (1%), ao valor do momento de cálculo.

Para o aço da classe A 400 NR SD obtém-se então para o momento negativo:

$$f_{yd}^- = 365 \text{ MPa} \quad (\text{A1.12})$$

Fazendo com que:

$$A_s^- = 13,68 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.13})$$

$$A_s'^- = 2,74 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.14})$$

Sendo a armadura de tracção disposta sempre em duas camadas com iguais quantidades de armadura.

Relativamente ao momento positivo, vem:

$$f_{yd}^+ = 395 \text{ MPa} \quad (\text{A1.15})$$

Resultando em:

$$A_s^+ = 5,96 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.16})$$

$$A_s'^+ = 1,19 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.17})$$

Relativamente ao aço A 500 NR SD, para o momento negativo obteve-se que:

$$f_{yd}^- = 450 \text{ MPa} \quad (\text{A1.18})$$

O que leva a que:

$$A_s^- = 11,10 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.19})$$

$$A_s'^- = 2,22 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.20})$$

Para o momento positivo, obtém-se:

$$f_{yd}^+ = 479 \text{ MPa} \quad (\text{A1.21})$$

Fazendo com que:

$$A_s^+ = 4,91 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.22})$$

$$A_s'^+ = 0,98 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.23})$$

Para o aço A 400 “antigo”, o momento negativo origina que:

$$f_{yd}^{-} = 380MPa \quad (A1.24)$$

Logo:

$$A_s^{-} = 13,14cm^2 \quad (A1.25)$$

$$A'_s{}^{-} = 2,63cm^2 \quad (A1.26)$$

Relativamente ao momento positivo obtém-se:

$$f_{yd}^{+} = 442MPa \quad (A1.27)$$

O que faz com que:

$$A_s^{+} = 5,33cm^2 \quad (A1.28)$$

$$A'_s{}^{+} = 1,07cm^2 \quad (A1.29)$$

Finalmente, para o aço A 500 “antigo” obteve-se para o momento negativo:

$$f_{yd}^{-} = 470MPa \quad (A1.30)$$

Logo:

$$A_s^{-} = 10,63cm^2 \quad (A1.31)$$

$$A'_s{}^{-} = 2,13cm^2 \quad (A1.32)$$

E, para o momento positivo obtém-se:

$$f_{yd}^{+} = 528MPa \quad (A1.33)$$

O que faz com que:

$$A_s^{+} = 4,46cm^2 \quad (A1.34)$$

$$A'_s{}^{+} = 0,89cm^2 \quad (A1.35)$$

Tendo as diversas armaduras devidamente dimensionadas podem agora determinar-se os respectivos diagramas de momento-curvatura, que irão permitir definir as características de rigidez e de deformação das rótulas plásticas que serão simuladas no programa de cálculo PLASTD 90, e que se encontram representados nas figuras seguintes.

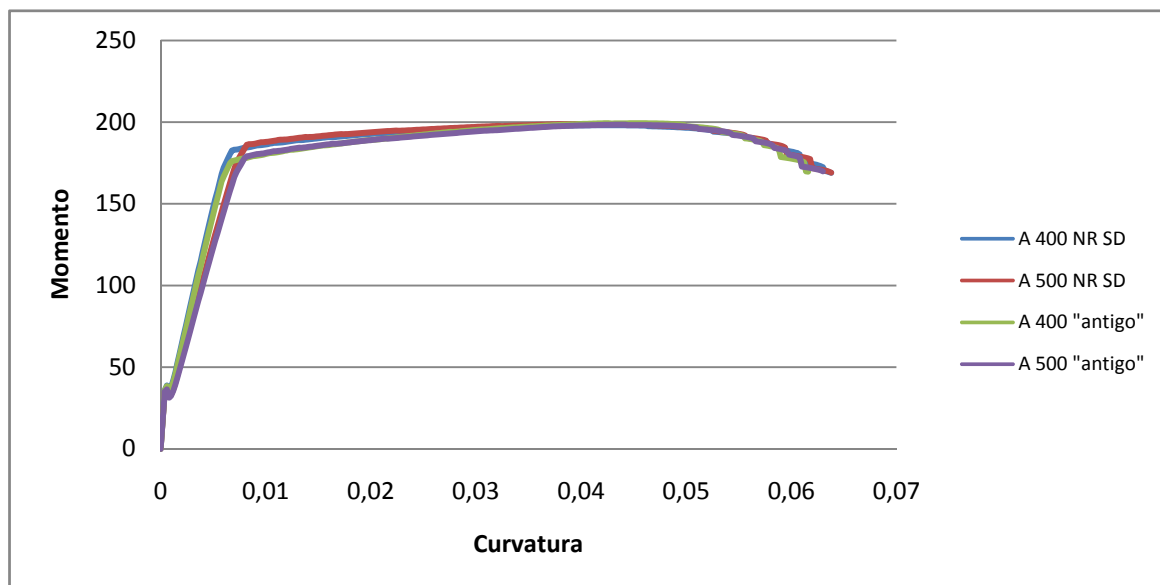


Figura A1.1 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento negativo dimensionadas de acordo com uma análise elástica sem redistribuição.

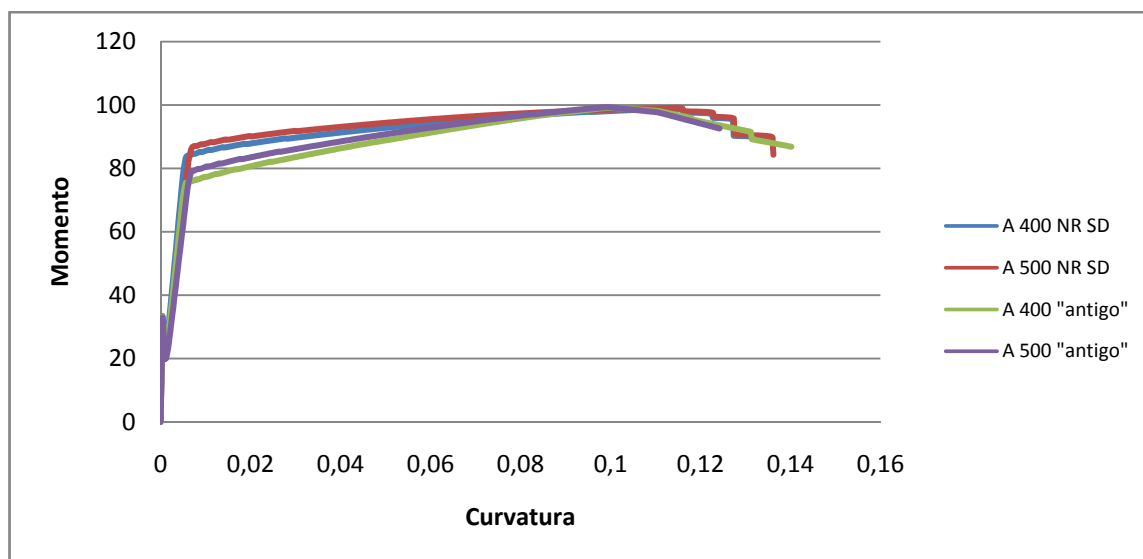


Figura A1.2 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento positivo dimensionadas de acordo com uma análise elástica sem redistribuição.

A partir da análise dos diagramas de momento-curvatura apresentados, correspondentes às diversas classes de aço estudadas, foram retirados os dados necessários para estabelecer as condições de rigidez e de capacidade de rotação das secções onde se formam as rótulas plásticas. A rotação das secções vem dada por:

$$\theta = \chi \cdot l_p \quad (\text{A1.36})$$

Sendo χ a curvatura e l_p o comprimento da rótula plástica que, como já foi referido anteriormente no capítulo 5, foi considerada igual à altura da secção.

Os valores obtidos, e os dados que os permitiram obter, encontram-se nos quadros seguintes.

Quadro A1.1 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para a secção de meio vão dimensionada de acordo com uma análise elástica sem redistribuição.

Classes de aço	Início Plast. (θ;M)	Máximo (θ;M)	Último (θ;M)
A 400 NR SD	2,80E-03 ; 83,63	0,0566 ; 99	0,068 ; 89,48
A 500 NR SD	3,40E-03 ; 86,10	0,0575 ; 99,14	0,068 ; 84,32
A 400 “antigo”	2,80E-03 ; 75,46	0,0496 ; 99,18	0,070 ; 86,87
A 500 “antigo”	3,40E-03 ; 79,13	0,0496 ; 99,37	0,062 ; 92,60

O critério de paragem utilizado em todos os casos para definir a rotação última foi o de se atingir uma resistência 15% inferior à resistência máxima alcançada.

Com os valores do quadro anterior obtém-se que:

Quadro A1.2 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de meio vão.

Classes de aço	E 1	E 2
A 400 NR SD	285	- 815
A 500 NR SD	241	- 1411
A 400 “antigo”	507	- 600
A 500 “antigo”	438	- 542

Quadro A1.3 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para as secções de encastramento dimensionadas de acordo com uma análise elástica sem redistribuição.

Classes de aço	Início Plast. (θ;M)	Máximo (θ;M)	Último (θ;M)
A 400 NR SD	3,40E-03 ; 182,64	0,0426 ; 198,09	0,0319 ; 168,98
A 500 NR SD	4,10E-03 ; 186,13	0,0412 ; 198,85	0,0319 ; 169,06
A 400 “antigo”	3,40E-03 ; 176,16	0,0426 ; 199,42	0,0308 ; 169,68
A 500 “antigo”	4,10E-03 ; 178,06	0,0442 ; 198,51	0,0315 ; 169,88

Quadro A1.4 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de encastramento.

Classes de aço	E 1	E 2
A 400 NR SD	863	- 2746
A 500 NR SD	771	- 2636
A 400 “antigo”	1300	- 3130
A 500 “antigo”	1130	- 3046

A1.1.2. ANÁLISE LINEAR COM REDISTRIBUIÇÃO DE 10%

Procedendo a uma redistribuição dos momentos negativos nos encastramentos de 10% obtém-se que:

$$M_{apoio}^{-} = 198 \cdot 0,9 = 178,2 \quad (A1.37)$$

De modo a que se mantenha o equilíbrio da estrutura tem de garantir-se que:

$$M_{apoio}^{-} + M_{vão}^{+} = \frac{p \cdot L^2}{8} \quad (A1.38)$$

Como todas as variáveis à excepção do momento a meio vão são conhecidas, torna-se simples determinar o seu valor, que vale:

$$M_{vão}^{+} = 118,7 \quad (A1.39)$$

Procedendo de igual modo ao que foi efectuado para a análise elástica, virá que:

$$\mu^{-} = \frac{178,2}{0,25 \cdot 0,44^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,184 \quad (A1.40)$$

$$\mu^{+} = \frac{118,7}{0,25 \cdot 0,44^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,123 \quad (A1.41)$$

Donde das tabelas se retira que:

$$\alpha^{-} = 0,208 \quad (A1.42)$$

$$\omega^{-} = 0,202 \quad (A1.43)$$

e

$$\alpha^{+} = 0,145 \quad (A1.44)$$

$$\omega^{+} = 0,131 \quad (A1.45)$$

Novamente por recurso ao processo iterativo de tentativa erro com o auxílio do programa SECCAO, obtém-se para o aço da classe A 400 NR SD:

$$f_{yd}^{-} = 368 MPa \quad (A1.46)$$

O que faz com que:

$$A_s^- = 12,08 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.47})$$

$$A_s'^- = 2,42 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.48})$$

Para o momento positivo virá:

$$f_{yd}^+ = 387 \text{ MPa} \quad (\text{A1.49})$$

Resultando em:

$$A_s^+ = 7,45 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.50})$$

$$A_s'^+ = 1,49 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.51})$$

Para a classe A 500 NR SD, para as secções de momento negativo obtém-se:

$$f_{yd}^- = 454 \text{ MPa} \quad (\text{A1.52})$$

O que leva a que:

$$A_s^- = 9,79 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.53})$$

$$A_s'^- = 1,96 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.54})$$

Para a secção de momento positivo vem:

$$f_{yd}^+ = 472 \text{ MPa} \quad (\text{A1.55})$$

Fazendo com que:

$$A_s^+ = 6,11 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.56})$$

$$A_s'^+ = 1,22 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.57})$$

Relativamente ao aço da classe A 400 “antigo” vem:

$$f_{yd}^- = 390 \text{ MPa} \quad (\text{A1.58})$$

Sendo portanto:

$$A_s^- = 11,39 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.59})$$

$$A_s'^- = 2,28 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.60})$$

Relativamente ao momento positivo obtém-se:

$$f_{yd}^+ = 430 \text{ MPa} \quad (\text{A1.61})$$

Levando a que:

$$A_s^+ = 6,70 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.62})$$

$$A_s'^+ = 1,34 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.63})$$

Por último para o aço A 500 “antigo” obteve-se para o momento negativo:

$$f_{yd}^- = 477 \text{ MPa} \quad (\text{A1.64})$$

O que faz com que:

$$A_s^- = 9,32 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.65})$$

$$A_s'^- = 1,86 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.66})$$

Para o momento positivo vem:

$$f_{yd}^+ = 518 \text{ MPa} \quad (\text{A1.67})$$

O que faz com que:

$$A_s^+ = 5,56 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.68})$$

$$A_s'^+ = 1,11 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.69})$$

Com base nos valores de armadura determinados obtiveram-se os diagramas momento-curvatura representados nas duas figuras seguintes.

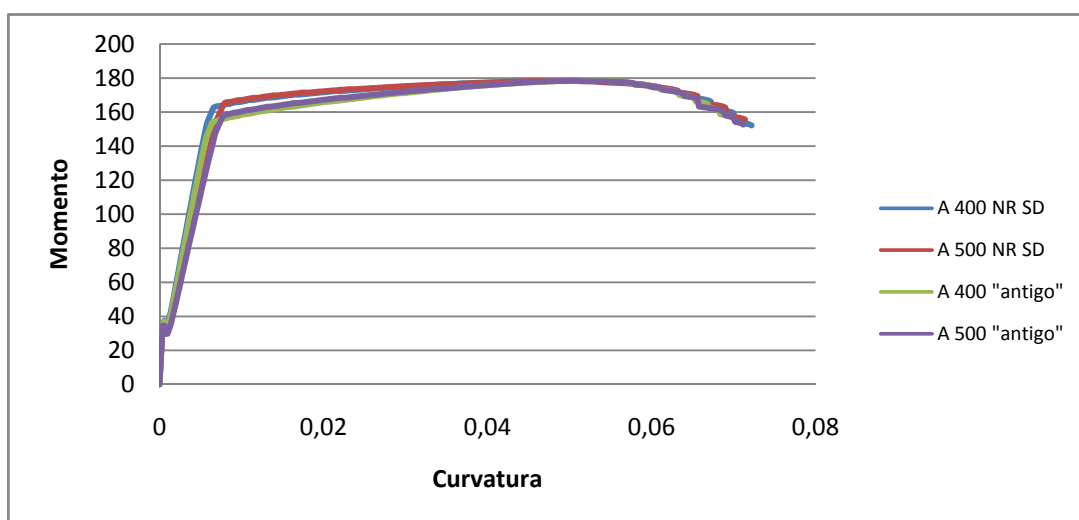


Figura A1.3 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento negativo dimensionadas de acordo com uma análise linear com 10% de redistribuição.

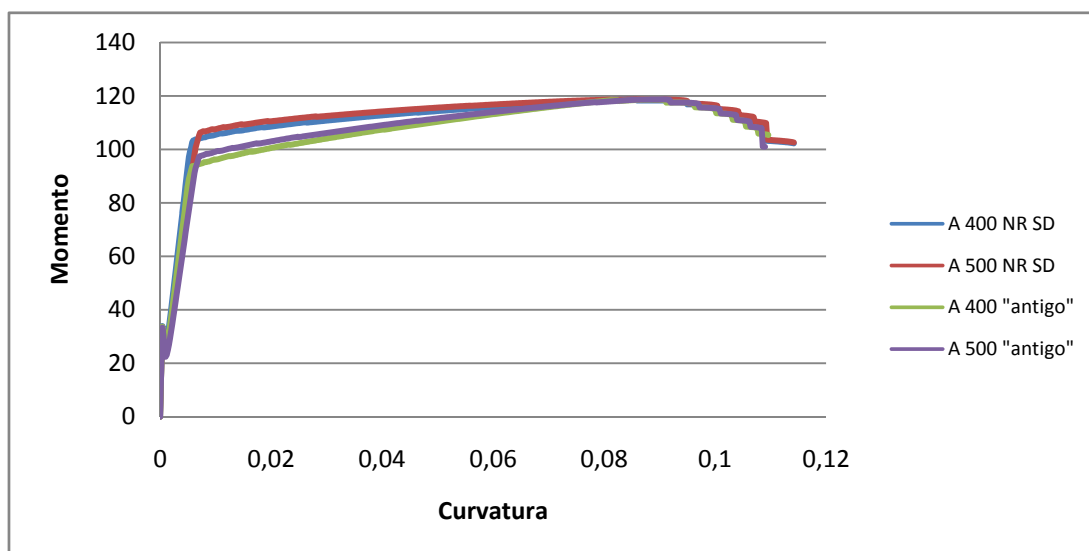


Figura A1.4 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento positivo dimensionadas de acordo com uma análise linear com 10% de redistribuição.

Com base nos diagramas de momento-curvatura para as secções críticas apresentados obtêm-se os seguintes dados:

Quadro A1.5 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para a secção de meio vão dimensionada de acordo com uma análise com redistribuição de 10%.

Classes de aço	Início Plast. (θ ;M)	Máximo (θ ;M)	Último (θ ;M)
A 400 NR SD	2,90E-03 ; 102,67	0,0421 ; 118,80	0,0571 ; 102,26
A 500 NR SD	3,50E-03 ; 105,16	0,0432 ; 118,77	0,0571 ; 102,58
A 400 "antigo"	2,90E-03 ; 93,78	0,0447 ; 118,74	0,0548 ; 105,40
A 500 "antigo"	3,50E-03 ; 97,22	0,0449 ; 118,75	0,0545 ; 100,99

Quadro A1.6 – Rígidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de meio vão.

Classes de aço	E 1	E 2
A 400 NR SD	411	- 1103
A 500 NR SD	343	- 1165
A 400 "antigo"	597	- 1320
A 500 "antigo"	520	- 1850

Quadro A1.7 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para as secções de encastramento dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 10%.

Classes de aço	Início Plast. (θ ;M)	Máximo (θ ;M)	Último (θ ;M)
A 400 NR SD	3,30E-03 ; 162,72	0,0250 ; 178,30	0,0357 ; 155,70
A 500 NR SD	3,90E-03 ; 164,29	0,0245 ; 178,37	0,0359 ; 153,28
A 400 “antigo”	3,20E-03 ; 153,68	0,0253 ; 178,45	0,0348 ; 157,20
A 500 “antigo”	3,80E-03 ; 156,12	0,0255 ; 178,46	0,0356 ; 152,65

Quadro A1.8 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de encastramento.

Classes de aço	E 1	E 2
A 400 NR SD	718	- 2112
A 500 NR SD	683	- 2201
A 400 “antigo”	1120	- 2237
A 500 “antigo”	1030	- 2555

A1.1.3. ANÁLISE LINEAR COM REDISTRIBUIÇÃO DE 15%

De modo análogo ao efectuado para a redistribuição de 10%, efectua-se agora uma redistribuição de 15% ao valor do momento elástico existente nos encastramentos. Desse modo obtém-se:

$$M_{apoio}^{-} = 198 \cdot 0,85 = 168,3 \quad (A1.70)$$

Para que o equilíbrio da estrutura se mantenha, tal como no caso anterior, o momento a meio vão terá de ser:

$$M_{vão}^{+} = 128,6 \quad (A1.71)$$

Assim os momentos reduzidos para as secções do encastramento e do meio vão são respectivamente:

$$\mu^{-} = \frac{168,3}{0,25 \cdot 0,44^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,174 \quad (A1.72)$$

$$\mu^{+} = \frac{128,6}{0,25 \cdot 0,44^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,133 \quad (A1.73)$$

Retirando-se das tabelas que:

$$\alpha^{-} = 0,197 \quad (A1.74)$$

$$\omega^{-} = 0,189 \quad (A1.75)$$

e

$$\alpha^+ = 0,155 \quad (\text{A1.76})$$

$$\omega^+ = 0,142 \quad (\text{A1.77})$$

Obtém-se então para o aço de classe A 400 NR SD:

$$f_{yd}^- = 368 \text{MPa} \quad (\text{A1.78})$$

Fazendo com que a armadura a utilizar seja de:

$$A_s^- = 11,30 \text{cm}^2 \quad (\text{A1.79})$$

$$A_s'^- = 2,26 \text{cm}^2 \quad (\text{A1.80})$$

Relativamente ao momento positivo virá:

$$f_{yd}^+ = 380 \text{MPa} \quad (\text{A1.81})$$

Resultando nas seguintes áreas de armadura:

$$A_s^+ = 8,22 \text{cm}^2 \quad (\text{A1.82})$$

$$A_s'^+ = 1,64 \text{cm}^2 \quad (\text{A1.83})$$

Com a classe A 500 NR SD obtém-se:

$$f_{yd}^- = 454 \text{MPa} \quad (\text{A1.84})$$

Fazendo com que:

$$A_s^- = 9,16 \text{cm}^2 \quad (\text{A1.85})$$

$$A_s'^- = 1,83 \text{cm}^2 \quad (\text{A1.86})$$

Já na secção de momento positivo vem:

$$f_{yd}^+ = 468 \text{MPa} \quad (\text{A1.87})$$

O que leva às seguintes áreas de armadura:

$$A_s^+ = 6,68 \text{cm}^2 \quad (\text{A1.88})$$

$$A_s'^+ = 1,34 \text{cm}^2 \quad (\text{A1.89})$$

Utilizando o aço da classe A 400 “antigo” obtém-se para as secções de encastramento:

$$f_{yd}^- = 392 \text{MPa} \quad (\text{A1.90})$$

Resultando em:

$$A_s^- = 10,61 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.91})$$

$$A_s'^- = 2,12 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.92})$$

Para o momento positivo obtém-se:

$$f_{yd}^+ = 420 \text{ MPa} \quad (\text{A1.93})$$

Fazendo com que:

$$A_s^+ = 7,44 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.94})$$

$$A_s'^+ = 1,49 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.95})$$

Por fim, para o aço A 500 “antigo”, vem para o momento negativo que:

$$f_{yd}^- = 479 \text{ MPa} \quad (\text{A1.96})$$

O que faz com que:

$$A_s^- = 8,68 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.97})$$

$$A_s'^- = 1,74 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.98})$$

E para o momento positivo vem:

$$f_{yd}^+ = 507 \text{ MPa} \quad (\text{A1.99})$$

Sendo portanto:

$$A_s^+ = 6,16 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.100})$$

$$A_s'^+ = 1,23 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.101})$$

Os diagramas de momento-curvatura associados ao dimensionamento realizado de acordo com a análise linear com uma redistribuição de 15% para as quatro classes de aço analisadas encontram-se representados nas duas figuras seguintes.

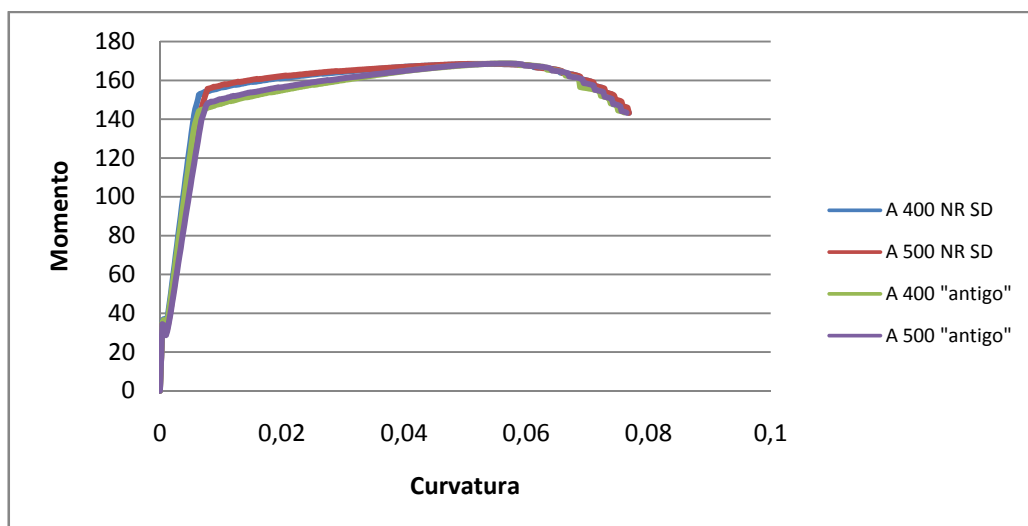


Figura A1.5 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento negativo dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 15%.

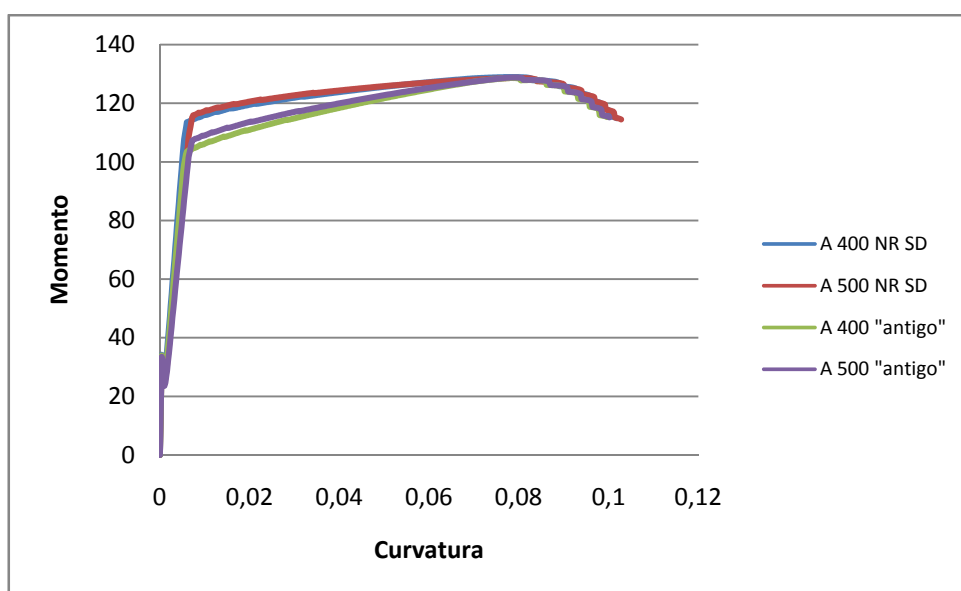


Figura A1.6 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento positivo dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 15%.

Com base nestes diagramas retira-se que:

Quadro A1.9 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para a secção de meio vão dimensionada de acordo com uma análise com redistribuição de 15%.

Classes de aço	Início Plast. (θ;M)	Máximo (θ;M)	Último (θ;M)
A 400 NR SD	3,00E-03 ; 113,55	0,0392 ; 128,95	0,0509 ; 114,95
A 500 NR SD	3,60E-03 ; 115,28	0,0397 ; 128,65	0,0514 ; 114,47
A 400 “antigo”	2,90E-03 ; 102,71	0,0393 ; 128,62	0,0498 ; 115,28
A 500 “antigo”	3,50E-03 ; 106,09	0,0394 ; 128,77	0,0501 ; 115,16

Quadro A1.10 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de meio vão.

Classes de aço	E 1	E 2
A 400 NR SD	425	- 1197
A 500 NR SD	370	- 1212
A 400 “antigo”	712	- 1270
A 500 “antigo”	632	- 1272

Quadro A1.11 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para as secções de encastramento dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 15%.

Classes de aço	Início Plast. (θ;M)	Máximo (θ;M)	Último (θ;M)
A 400 NR SD	3,20E-03 ; 152,55	0,0271 ; 168,39	0,0384 ; 143,21
A 500 NR SD	3,90E-03 ; 155,64	0,0264 ; 168,49	0,0384 ; 143,26
A 400 “antigo”	3,20E-03 ; 144,15	0,0283 ; 168,72	0,0380 ; 143,49
A 500 “antigo”	3,80E-03 ; 147,26	0,0283 ; 168,65	0,0382 ; 143,33

Quadro A1.12 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de encastramento.

Classes de aço	E 1	E 2
A 400 NR SD	663	- 2228
A 500 NR SD	571	- 2102
A 400 “antigo”	979	- 2601
A 500 “antigo”	873	- 2557

A1.1.4. ANÁLISE LINEAR COM REDISTRIBUIÇÃO DE 20%

Procedendo agora a uma redistribuição de 20% do valor de momento elástico no encastramento vem:

$$M^-_{apoio} = 198 \cdot 0,8 = 158,4 \quad (A1.102)$$

De modo a que se mantenha o equilíbrio da estrutura o momento a meio vão tem de ser igual a:

$$M^+_{vão} = 138,5 \quad (A1.103)$$

Obtêm-se então os seguintes momentos reduzidos para as secções do encastramento e do meio:

$$\mu^- = \frac{158,4}{0,25 \cdot 0,44^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,164 \quad (A1.104)$$

$$\mu^+ = \frac{138,5}{0,25 \cdot 0,44^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,143 \quad (A1.105)$$

Obtendo-se das tabelas:

$$\alpha^- = 0,186 \quad (A1.106)$$

$$\omega^- = 0,178 \quad (A1.107)$$

e

$$\alpha^+ = 0,166 \quad (A1.108)$$

$$\omega^+ = 0,154 \quad (A1.109)$$

Assim para a classe A 400 NR SD vem:

$$f_{yd}^- = 372 MPa \quad (A1.110)$$

O que leva a que:

$$A_s^- = 10,53 cm^2 \quad (A1.111)$$

$$A'_s^- = 2,11 cm^2 \quad (A1.112)$$

Para o momento positivo virá:

$$f_{yd}^+ = 378 MPa \quad (A1.113)$$

Resultando em:

$$A_s^+ = 8,96 cm^2 \quad (A1.114)$$

$$A'_s^+ = 1,79 cm^2 \quad (A1.115)$$

Para a classe A 500 NR SD obtém-se:

$$f_{yd}^- = 459 MPa \quad (A1.116)$$

Fazendo com que:

$$A_s^- = 8,53 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.117})$$

$$A_s'^- = 1,71 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.118})$$

Relativamente à secção de momento positivo obtém-se:

$$f_{yd}^+ = 465 \text{ MPa} \quad (\text{A1.119})$$

Levando a:

$$A_s^+ = 7,29 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.120})$$

$$A_s'^+ = 1,46 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.121})$$

Com o aço da classe A 400 “antigo” vem para as secções de momento negativo que:

$$f_{yd}^- = 400 \text{ MPa} \quad (\text{A1.122})$$

Obtendo-se então:

$$A_s^- = 9,79 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.123})$$

$$A_s'^- = 1,96 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.124})$$

Para a secção de momento positivo obtém-se:

$$f_{yd}^+ = 411 \text{ MPa} \quad (\text{A1.125})$$

Resultando em:

$$A_s^+ = 8,24 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.126})$$

$$A_s'^+ = 1,65 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.127})$$

Finalmente para a classe A 500 “antigo”, obtém-se para o momento negativo:

$$f_{yd}^- = 487 \text{ MPa} \quad (\text{A1.128})$$

O que faz com que:

$$A_s^- = 8,04 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.129})$$

$$A_s'^- = 1,61 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.130})$$

Para o momento positivo obtém-se:

$$f_{yd}^+ = 500 \text{ MPa} \quad (\text{A1.131})$$

Logo:

$$A_s^+ = 6,78 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.132})$$

$$A_s'^+ = 1,36 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.133})$$

Obtêm-se então os diagramas de momento-curvatura representados nas duas figuras seguintes.

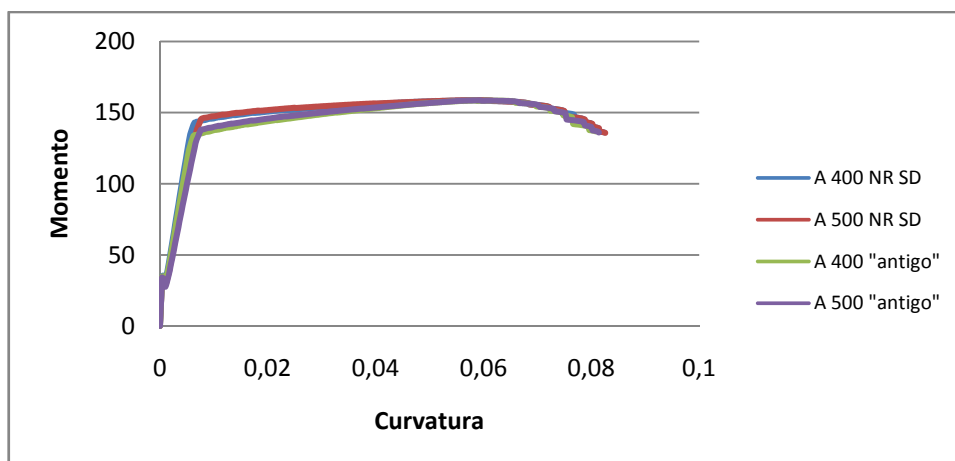


Figura A1.7 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento negativo dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 20%.

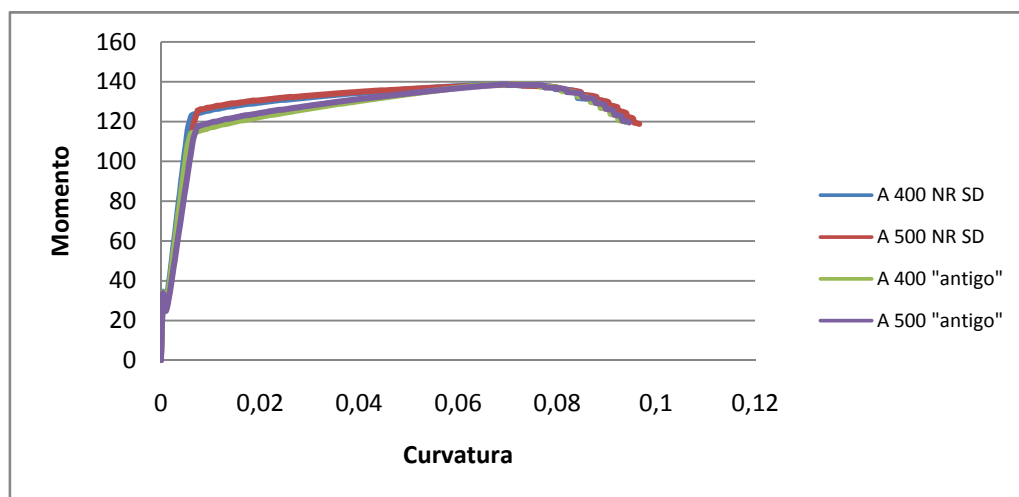


Figura A1.8 – Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento positivo dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 20%.

A partir destes gráficos retira-se que:

Quadro A1.13 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para a secção de meio vão dimensionada de acordo com uma análise com redistribuição de 20%.

Classes de aço	Início Plast. (θ;M)	Máximo (θ;M)	Último (θ;M)
A 400 NR SD	3,00E-03 ; 122,06	0,0349 ; 138,67	0,0473 ; 121,96
A 500 NR SD	3,50E-03 ; 122,18	0,0356 ; 138,54	0,0483 ; 118,76
A 400 “antigo”	2,90E-03 ; 111,96	0,0369 ; 138,75	0,0469 ; 119,88
A 500 “antigo”	3,50E-03 ; 115,12	0,0370 ; 138,46	0,0473 ; 119,46

Quadro A1.14 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de meio vão.

Classes de aço	E 1	E 2
A 400 NR SD	521	- 1347
A 500 NR SD	510	- 1557
A 400 “antigo”	788	- 1887
A 500 “antigo”	697	- 1846

Quadro A1.15 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para as secções de encastramento dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 20%.

Classes de aço	Início Plast. (θ;M)	Máximo (θ;M)	Último (θ;M)
A 400 NR SD	3,20E-03 ; 143,06	0,0294 ; 158,68	0,0412 ; 136,01
A 500 NR SD	3,80E-03 ; 145,22	0,0289 ; 158,77	0,0413 ; 135,74
A 400 “antigo”	3,10E-03 ; 133,71	0,0310 ; 158,49	0,0404 ; 136,73
A 500 “antigo”	3,80E-03 ; 138,04	0,0307 ; 158,38	0,0407 ; 136,08

Quadro A1.16 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de encastramento.

Classes de aço	E 1	E 2
A 400 NR SD	596	- 1921
A 500 NR SD	540	- 1857
A 400 “antigo”	888	- 2315
A 500 “antigo”	756	- 2230

A1.1.5. ANÁLISE LINEAR COM REDISTRIBUIÇÃO DE 25%

Com base nos resultados obtidos observou-se que os aços designados como “antigos” já não apresentam capacidade de redistribuição para valores acima de 20%, não permitindo que se forme a rótula plástica a meio vão antes de se atingir a rotura. Por esse motivo a partir deste ponto apenas irão ser analisados os aços da classe A 400 NR SD e A 500 NR SD.

Considerando então uma redistribuição de 25% dos momentos nos encastramentos obtém-se que:

$$M_{apoio}^{-} = 198 \cdot 0,75 = 148,5 \quad (A1.134)$$

Para que o equilíbrio da estrutura seja mantido o momento a meio vão vem igual a:

$$M_{vão}^{+} = 148,4 \quad (A1.135)$$

Com estes valores de momentos actuantes obtém-se então:

$$\mu^{-} = \frac{148,5}{0,25 \cdot 0,44^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,153 \quad (A1.136)$$

$$\mu^{+} = \frac{148,4}{0,25 \cdot 0,44^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,153 \quad (A1.137)$$

Obtendo-se das tabelas:

$$\alpha^{-} = \alpha^{+} = 0,176 \quad (A1.138)$$

$$\omega^{-} = \omega^{+} = 0,166 \quad (A1.139)$$

Observa-se então uma situação curiosa onde as armaduras são iguais nos encastramentos e no vão. Desse modo, e para a classe A 400 NR SD, obtém-se que:

$$f_{yd} = 375 MPa \quad (A1.140)$$

O que leva a que:

$$A_s = 9,74 cm^2 \quad (A1.141)$$

$$A'_s = 1,95 cm^2 \quad (A1.142)$$

E para a classe A 500 NR SD vem:

$$f_{yd} = 461 MPa \quad (A1.143)$$

Fazendo com que:

$$A_s = 7,92 cm^2 \quad (A1.144)$$

$$A'_s = 1,581 cm^2 \quad (A1.145)$$

O diagrama de momento-curvatura para uma redistribuição de 25% encontra-se representado na figura seguinte.

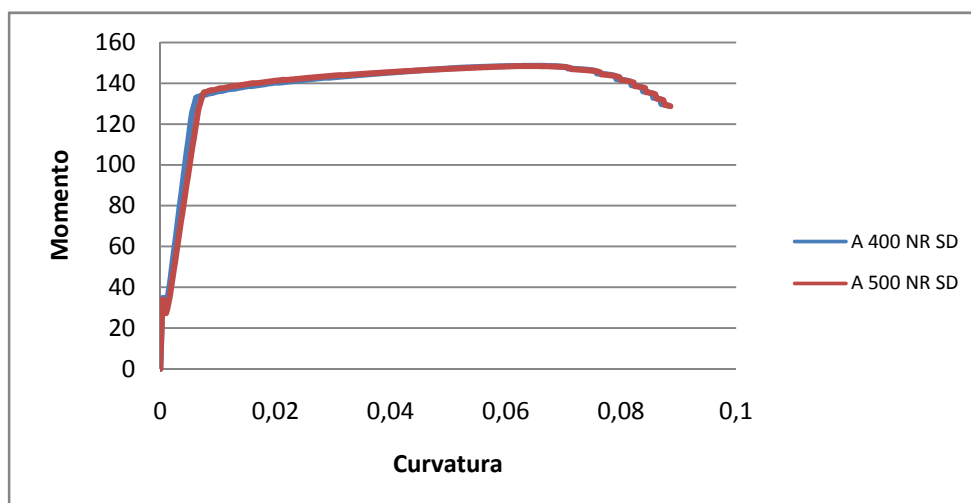


Figura A1.9 – Diagramas Momento-Curvatura para a solução de dimensionamento obtida de acordo com uma análise com redistribuição de 25% (semelhante para as secções de momento negativo e positivo).

Da análise deste diagrama torna-se possível retirar que:

Quadro A1.17 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para a secção de meio vão e para as secções de encastramento dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 25%.

Classes de aço	Início Plast. (θ ;M)	Máximo (θ ;M)	Último (θ ;M)
A 400 NR SD	3,00E-03 ; 130,81	0,0325 ; 148,59	0,0441 ; 129,00
A 500 NR SD	3,80E-03 ; 135,60	0,0319 ; 148,41	0,0443 ; 128,75

Quadro A1.18 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de meio vão e de encastramento.

Classes de aço	E 1	E 2
A 400 NR SD	603	- 1689
A 500 NR SD	456	- 1585

A1.1.6. ANÁLISE LINEAR COM REDISTRIBUIÇÃO DE 30%

A redistribuição de 30% trata-se do valor máximo permitido pelo EC2. Sendo assim obtém-se:

$$M_{apoio}^{-} = 198 \cdot 0,7 = 138,6 \quad (A1.146)$$

O equilíbrio da estrutura tem que ser mantido, portanto o momento a meio vão vem igual a:

$$M_{vão}^{+} = 158,3 \quad (A1.147)$$

Os momentos reduzidos vêm então iguais a:

$$\mu^- = \frac{138,6}{0,25 \cdot 0,44^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,143 \quad (\text{A1.148})$$

$$\mu^+ = \frac{158,3}{0,25 \cdot 0,44^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,163 \quad (\text{A1.149})$$

Recorrendo às tabelas retira-se:

$$\alpha^- = 0,166 \quad (\text{A1.150})$$

$$\omega^- = 0,155 \quad (\text{A1.151})$$

e

$$\alpha^+ = 0,186 \quad (\text{A1.152})$$

$$\omega^+ = 0,178 \quad (\text{A1.153})$$

Vem então para o aço de classe A 400 NR SD que:

$$f_{yd}^- = 380 \text{ MPa} \quad (\text{A1.154})$$

Fazendo com que:

$$A_s^- = 8,97 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.155})$$

$$A_s'^- = 1,79 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.156})$$

Relativamente ao momento positivo obtém-se:

$$f_{yd}^+ = 372 \text{ MPa} \quad (\text{A1.157})$$

Sendo as armaduras a utilizar:

$$A_s^+ = 10,53 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.158})$$

$$A_s'^+ = 2,11 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.159})$$

Para a classe A 500 NR SD vem:

$$f_{yd}^- = 467 \text{ MPa} \quad (\text{A1.160})$$

O que leva a:

$$A_s^- = 7,30 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.161})$$

$$A_s'^- = 1,46 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.162})$$

Para a secção de momento positivo obtém-se:

$$f_{yd}^+ = 460 \text{ MPa} \quad (\text{A1.163})$$

Resultando em:

$$A_s^+ = 8,51 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.164})$$

$$A_s'^+ = 1,70 \text{ cm}^2 \quad (\text{A1.165})$$

Com base nas armaduras dimensionadas determinam-se os diagramas de momento-curvatura correspondentes, que se encontram representados nas duas figuras seguintes.

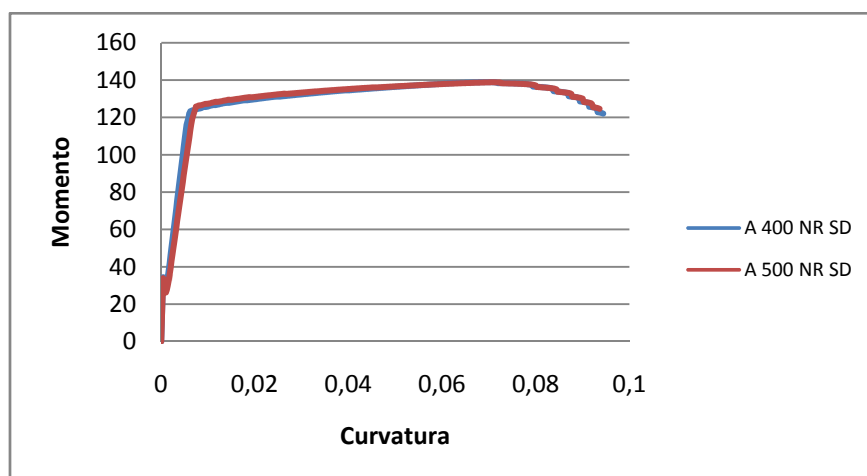


Figura A1.10 - Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento negativo dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 30%.

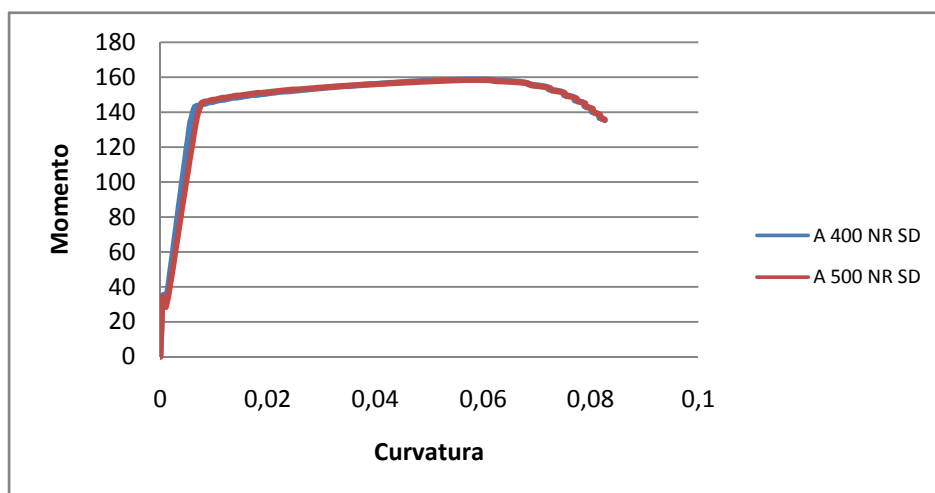


Figura A1.11 - Diagramas Momento-Curvatura para secções de momento positivo dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 30%.

Com base nestes diagramas torna-se possível estabelecer que:

Quadro A1.19 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para a secção de meio vão dimensionada de acordo com uma análise com redistribuição de 30%.

Classes de aço	Início Plast. (θ;M)	Máximo (θ;M)	Último (θ;M)
A 400 NR SD	3,10E-03 ; 141,63	0,0294 ; 158,68	0,0413 ; 135,39
A 500 NR SD	3,80E-03 ; 144,95	0,0290 ; 158,46	0,0414 ; 135,52

Quadro A1.20 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de meio vão.

Classes de aço	E 1	E 2
A 400 NR SD	648	- 1957
A 500 NR SD	536	- 1850

Quadro A1.21 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para as secções de encastramento dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 30%.

Classes de aço	Início Plast. (θ;M)	Máximo (θ;M)	Último (θ;M)
A 400 NR SD	3,00E-03 ; 122,29	0,0348 ; 138,91	0,0472 ; 122,12
A 500 NR SD	3,70E-03 ; 125,81	0,0354 ; 138,86	0,0468 ; 124,60

Quadro A1.22 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de encastramento.

Classes de aço	E 1	E 2
A 400 NR SD	523	- 1354
A 500 NR SD	412	- 1251

A1.1.7. ANÁLISE COM REDISTRIBUIÇÃO QUE ORIGINA CAPACIDADE RESISTENTE MÁXIMA

Neste ponto será indicado o dimensionamento efectuado para a redistribuição para a qual se obteve a máxima capacidade resistente para cada uma das classes de aço analisadas. De facto, com a única excepção da classe A 400 NR SD, todos os outros valores de máximo resistente foram alcançados para situações já anteriormente dimensionadas. Deste modo apenas se torna necessário expor o dimensionamento efectuado para esta classe de aço, cuja capacidade resistente máxima se registou para uma redistribuição de 22%.

Assim sendo, obtém-se que o momento nos encastramentos será de:

$$M^-_{apoio} = 198 \cdot 0,78 = 154,4 \quad (\text{A1.166})$$

Para que se mantenha o equilíbrio da estrutura o momento a meio vão vem igual a:

$$M^+_{vão} = 142,4 \quad (A1.167)$$

Isto resulta nos seguintes momentos reduzidos:

$$\mu^- = \frac{154,4}{0,25 \cdot 0,44^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,159 \quad (A1.168)$$

$$\mu^+ = \frac{142,4}{0,25 \cdot 0,44^2 \cdot 20 \cdot 10^3} = 0,147 \quad (A1.169)$$

Com o auxílio das tabelas obtém-se:

$$\alpha^- = 0,183 \quad (A1.170)$$

$$\omega^- = 0,174 \quad (A1.171)$$

e

$$\alpha^+ = 0,170 \quad (A1.172)$$

$$\omega^+ = 0,159 \quad (A1.173)$$

Com base nestes valores, para a secção de encastramento virá:

$$f_{yd}^- = 375 MPa \quad (A1.174)$$

Resultando:

$$A_s^- = 10,21 cm^2 \quad (A1.175)$$

$$A_s'^- = 2,04 cm^2 \quad (A1.176)$$

Para a secção de meio vão obtém-se:

$$f_{yd}^+ = 377 MPa \quad (A1.177)$$

Fazendo com que:

$$A_s^+ = 9,42 cm^2 \quad (A1.178)$$

$$A_s'^+ = 1,88 cm^2 \quad (A1.179)$$

Os diagramas de momento-curvatura obtidos encontram-se representados nas duas figuras seguintes.

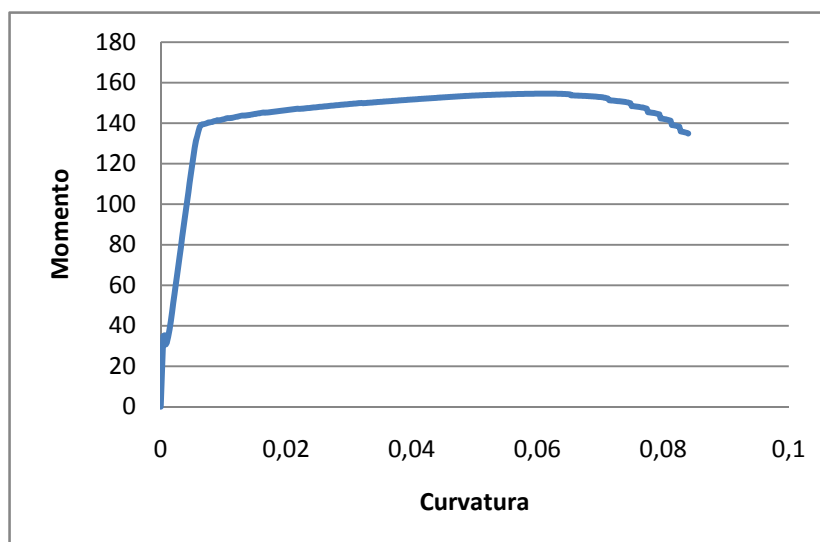


Figura A1.12 – Diagrama Momento-Curvatura para as secções de momento negativo dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 22%.

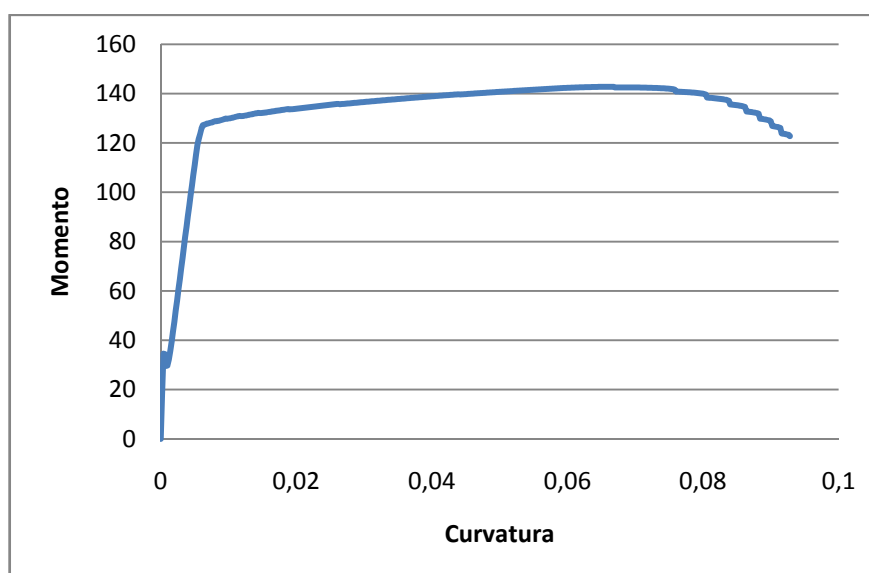


Figura A1.13 – Diagrama Momento-Curvatura para a secção de momento positivo dimensionada de acordo com uma análise com redistribuição de 22%.

Resulta daí então que:

Quadro A1.23 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para a secção de meio vão dimensionada de acordo com uma análise com redistribuição de 22%.

Classes de aço	Início Plast. (θ ;M)	Máximo (θ ;M)	Último (θ ;M)
A 400 NR SD	3,00E-03 ; 127,20	0,0333 ; 142,74	0,0464 ; 122,76

Quadro A1.24 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de meio vão.

Classes de aço	E 1	E 2
A 400 NR SD	518	- 1491

Quadro A1.25 – Momentos e rotações obtidos dos diagramas momento-curvatura para as secções de encastramento dimensionadas de acordo com uma análise com redistribuição de 22%.

Classes de aço	Início Plast. (θ;M)	Máximo (θ;M)	Último (θ;M)
A 400 NR SD	3,10E-03 ; 138,09	0,0307 ; 154,57	0,0420 ; 134,89

Quadro A1.26 – Rigidezes a adoptar para as rótulas plásticas na secção de encastramento.

Classes de aço	E 1	E 2
A 400 NR SD	597	- 1741