

DIMENSIONAMENTO DE TABULEIROS DE PONTES COM VIGAS DE BETÃO PRÉ-FABRICADO

FREDERICO NUNES MIRANDA DA CUNHA

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

Orientador: Professor Doutor António Abel Ribeiro Henriques

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

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 - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.*

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 e Irmã

“Nada é tão difícil que, à força de tentativas, não tenha resolução.”

Terêncio

AGRADECIMENTOS

Concluído o presente trabalho em mãos, realizado ao longo destes últimos trabalhosos meses, encerra com ele o meu percurso de vários (bons) anos nesta faculdade. Aproveito este espaço para deixar o meu agradecimento a todos aqueles que, directa ou indirectamente, me ajudaram nesta caminhada:

Agradeço ao Professor Doutor António Abel Ribeiro Henriques, meu orientador neste trabalho, por toda a disponibilidade, empenho, vontade e sobretudo paciência que sempre demonstrou em todas as reuniões e emails. Sem ele este trabalho não seria de todo possível.

Agradeço ao Professor Carlos Filipe Ferreira de Sousa, não só pela valiosíssima bibliografia que me forneceu e mas também pelas horas de almoço que lhe tomei para esclarecimentos de dúvidas. Foi sem dúvida de uma grande ajuda nas dúvidas mais persistentes.

Agradeço aos meus pais e irmã, que sempre me apoiaram, não só nos difíceis anos da faculdade como em todo percurso da minha vida até aos dias de hoje. Tenho para com eles uma dívida que nunca serei capaz de pagar, e espero que a conclusão de curso seja uma das muitas alegrias que lhes espero vir a proporcionar.

A todos os meus amigos, que me ajudaram a ser quem eu sou e sem os quais não teria sido capaz de chegar onde cheguei. Em especial aos que contribuíram no desenvolvimento deste trabalho, trocando horas de lazer e descanso por ajudas indispensáveis: Bruno Teixeira, Joel Malveiro, Manuel Azevedo, Ricardo Martins e Tiago Tarrataca.

RESUMO

A necessidade de construir rapidamente, devido à pressão exercida pelos donos de obra, leva a uma evolução do mercado de construção civil. Para responder a este fenómeno os intervenientes no processo (Empreiteiros, Projectistas, Donos de Obra) procuraram desenvolver soluções construtivas adaptadas a esta necessidade de executar um grande volume de obras num prazo de tempo reduzido. A pré-fabricação foi uma das alternativas encaradas com grande entusiasmo, tendo sido muito utilizada especialmente no domínio das obras públicas.

O objectivo desta dissertação é de descrever os aspectos gerais relativamente à concepção de tabuleiros de pontes com recurso a vigas pré-fabricadas em betão armado.

Os primeiros capítulos irão explicar esta temática e descrever as principais soluções existentes e respectivos métodos construtivos, desde a sua produção em fábrica ao transporte e colocação em obra.

De seguida é abordado o faseamento da construção intimamente ligado a este tipo de estruturas, que normalmente envolve uma betonagem *in situ* da laje do tabuleiro da ponte, sendo analisados os efeitos diferidos que afectam a distribuição de tensões e esforços nestas secções constituídas por betões de idades diferentes.

Finalmente, no último capítulo, é efectuado um dimensionamento de um tabuleiro de uma ponte pré-fabricada, recorrendo a toda a informação e metodologias propostas ao longo de toda esta dissertação.

PALAVRAS-CHAVE: Pré-fabricação, pontes, fluência, retracção, processos construtivos

ABSTRACT

The need to build rapidly, due to the pressure applied by the authorities, leads to an evolution of the construction market. To attend to this phenomenon the intervening entities (Contractors, Designers and Authorities) developed constructive solutions adapted to the urge to execute a large volume of constructions works in a short period of time. The precasting solutions were one of the alternatives embraced with great enthusiasm, being particularly used especially in public construction works.

The goal of this thesis is to describe the main aspects related to the conception of bridge decks using precast beams in reinforced concrete.

The first chapters will explain this subject and describe the main existing solutions and their constructive solutions, since its factory production to its transportation and placing in its final location.

Afterwards the staged construction of these structures, tightly connected to these solutions, will be developed, which evolves a concrete cast *in situ* of the bridge slab, being analysed the concrete shrinkage and creep that affect the stress and forces in the bridge elements of different concrete age.

Finally, in the last chapter, the deck of a precast bridge will be designed, using the knowledge and tools described in this thesis.

KEYWORDS: Precast, bridges, creep, shrinkage, constructive solutions

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. BREVE HISTÓRIA DA PRÉ-FABRICAÇÃO	1
1.2. O QUE É A PRÉ-FABRICAÇÃO	2
1.3. O PORQUÊ DA PRÉ-FABRICAÇÃO	3
1.3.1. VANTAGENS	4
1.3.2. DESVANTAGENS	5
2. ASPECTOS DE CONCEPÇÃO DE PONTES PRÉ-FABRICADAS	7
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	7
2.2. TIPOS DE SECÇÕES TRANSVERSAIS DAS VIGAS	7
2.2.1. VIGAS COM SECÇÃO TRANSVERSAL EM “I”	8
2.2.1. VIGAS COM SECÇÃO TRANSVERSAL EM “U”	9
2.3. SISTEMAS ESTRUTURAIS LONGITUDINAIS	10
2.3.1. TABULEIROS ISOSTÁTICOS	10
2.3.2. TABULEIROS ISOSTÁTICOS COM LAJES CONTÍNUAS	11
2.3.3. TABULEIROS CONTÍNUOS - LIGAÇÃO ENTRE VIGAS REALIZADA NA ZONA DO APOIO	12
2.3.4. TABULEIROS CONTÍNUOS - LIGAÇÃO ENTRE VIGAS REALIZADA FORA DA ZONA DO APOIO	14
2.3.5. PONTES INTEGRAIS	14
2.3.6. OUTRAS SOLUÇÕES	15
2.4. SOLUÇÕES DE CONTINUIDADE	15
2.4.1. CONTINUIDADE COM ARMADURAS ORDINÁRIAS	15
2.4.2. CONTINUIDADE COM ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO	19
2.4.2.1. Continuidade ao longo do tabuleiro	19
2.4.2.2. Continuidade sobre os apoios	21
2.5. PROCESSO DE EXECUÇÃO DA LAJE	21
2.5.1. RECURSO A CIMBRES	21

2.5.2. RECURSO A PRÉ-LAJES.....	22
2.6. FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	22

3. ESTUDO DOS EFEITOS DIFERIDOS..... 25

3.1. INTRODUÇÃO 25

3.2. EFEITOS DIFERIDOS NO BETÃO 25

3.2.1. FLUÊNCIA DO BETÃO..... 26

3.2.1.1. Fluência sob tensão constante..... 26

3.2.1.2. Fluência sob tensão variável 28

3.2.1.3. Modelo de fluência segundo o EC 2 28

3.2.1.4. Módulo de elasticidade equivalente 29

3.2.1.5. Coeficiente de homogeneização 30

3.2.2. RETRACÇÃO DO BETÃO..... 30

3.2.2.1. Modelo de retracção segundo o EC2..... 30

3.3. ANÁLISE DOS EFEITOS DIFERIDOS EM TABULEIROS DE PONTES PRÉ-FABRICADAS 31

3.3.1. RELAÇÕES ESFORÇOS - DEFORMAÇÕES EM SECÇÕES COMPOSTAS..... 31

3.3.2. ANÁLISE DOS EFEITOS DIFERIDOS AO NÍVEL DA SECÇÃO 33

3.3.2.1. Hipóteses..... 33

3.3.2.2. Deformações em t_0 (Análise elástica)..... 33

3.3.2.3. Deformações entre t_0 e t 35

3.3.3. ANÁLISE DOS EFEITOS DIFERIDOS EM ESTRUTURAS HIPERESTÁTICAS 37

3.4. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO CONSIDERANDO OS EFEITOS DIFERIDOS 40

3.4.1. MODELO DE CÁLCULO E FASEAMENTO CONSTRUTIVO UTILIZADO 40

3.4.2. EFEITO DA FLUÊNCIA NA REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS E TENSÕES..... 40

3.4.2.1. Efeito da fluência na análise do peso próprio da viga..... 41

3.4.2.2. Efeito da fluência na análise do peso próprio da laje 43

3.4.2.3. Efeito da fluência na análise do pré-esforço 44

3.4.3. EFEITO ISOLADO DA RETRACÇÃO DIFERENCIAL ENTRE A LAJE E A VIGA 46

4. ESTUDO DE UM CASO PRÁTICO 51

4.1. MODELO DE CÁLCULO E FASEAMENTO CONSTRUTIVO..... 51

4.2. DEFINIÇÃO DAS CARGAS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 1 52

4.3. DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO DO TABULEIRO	53
4.3.1. NÚMERO DE VIGAS E ESPESSURA DA LAJE	54
4.3.2. PRÉ-ESFORÇO	54
4.3.2.1. Número de cordões	54
4.3.2.2. Perdas Pré-esforço	56
4.3.3. ARMADURAS DA VIGA	57
4.3.3.1. Armaduras longitudinais	57
4.3.3.2. Armadura de esforço transverso	58
4.3.3.3. Armadura de corte na ligação banzo-alma	60
4.3.4. ARMADURA DA LAJE	61
4.3.4.1. Armaduras longitudinais	61
4.3.4.2. Armadura de esforço transverso	61
4.3.5. ARMADURA DA JUNTA DE BETONAGEM	63
4.3.6. ARMADURA DA CARLINGA	65
4.3.6.1. Armaduras longitudinais	65
4.3.6.2. Armadura de esforço transverso	66
4.3.6.3. Armadura de suspensão (Apoios indirectos)	67
4.4. ANÁLISE DOS EFEITOS DIFERIDOS NO TABULEIRO	67
4.4.1. HOMOGENEIZAÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL	68
4.4.2. EFEITO DA FLUÊNCIA	69
4.4.2.1. Efeito da fluência no peso próprio da viga	69
4.4.2.2. Peso próprio da laje	71
4.4.2.3. Pré-esforço	73
4.4.3. EFEITO DA RETRACÇÃO DIFERENCIAL	76
4.4.4. DIAGRAMAS DE TENSÃO FINAIS	79
4.5. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	82
4.5.1. LIMITAÇÃO DE TENSÕES	83
4.5.2. CONTROLO DA FENDILHAÇÃO	84
4.5.2.1. Armadura mínima	84
4.5.2.2. Controlo da fendilhação sem cálculo directo	85
4.5.3. CONTROLO DA DEFORMAÇÃO	85

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	87
5.1. CONCLUSÕES	87
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	88

ÍNDICE DE FIGURAS

1. INTRODUÇÃO

Fig.1.1. – Exemplo de uma ponte construída com recurso à pré-fabricação	1
Fig.1.2. – Exemplo de uma ponte construída com recurso à pré-fabricação	2
Fig.1.3. – Transporte de uma viga pré-fabricada	2
Fig.1.4. – Aduelas em obra prontas para ser montadas	3
Fig.1.5. – Ponte Vasco da Gama	4

2. ASPECTOS DE CONCEPÇÃO DE PONTES PRÉ-FABRICADAS

Fig.2.1. – Secções de vigas pré-fabricadas mais utilizadas	8
Fig.2.2. – Viga com secção transversal em “I”	8
Fig.2.3. – Viga com secção transversal em “U”	9
Fig.2.4. – Tabuleiro isostático com laje contínua	11
Fig.2.5. – Tabuleiro com continuidade na zona do apoio	13
Fig.2.6. – Aduela pré-fabricada	15
Fig.2.7. – Continuidade estrutural através de armaduras ordinárias	15
Fig.2.8. – Configurações geométricas para a ligação entre vigas pré-fabricadas	17
Fig.2.9. – Soluções de emenda da armadura inferior	18
Fig.2.10. – Soluções alternativas de emenda da armadura inferior	19
Fig.2.11. – Alternativas de faseamento construtivo de tabuleiros com pré-esforço de continuidade....	20
Fig.2.12. – Solução de continuidade recorrendo a cabos rectos de pré-esforço sobre os apoios	21

3. ESTUDO DOS EFEITOS DIFERIDOS

Fig.3.1. – Relação ε -t para uma tensão σ_0 aplicada no instante t_0 e constante ao longo do tempo	27
Fig.3.2. – Relação ε -t para uma tensão σ_0 aplicada no instante t_0 com variação ao longo do tempo...	28
Fig.3.3. – Distribuição da carga equivalente para o cálculo dos efeitos hiperestáticos de acções uniformemente distribuídas em cada vão – exemplo peso próprio	38
Fig.3.4. – Distribuição da carga equivalente para o cálculo dos efeitos hiperestáticos de acções uniformemente distribuídas em cada vão – exemplo pré-esforço com traçado hiperbólico	38
Fig.3.5. – Distribuição das cargas equivalente para o cálculo dos efeitos hiperestáticos de acções constantes em cada vão – exemplo para pré-esforço com traçado recto	39
Fig.3.6. – Distribuição das cargas equivalente para o cálculo dos efeitos hiperestáticos de acções constantes em cada vão – exemplo para a retracção diferencial	39

Fig.3.7. – Diagrama de deformação (ϵ) e de tensão (σ) na secção para a acção do peso próprio. Variação de deformação $\Delta\chi(t, t_0)$	41
Fig.3.8. – Diagrama de tensão (σ) na secção da viga correspondente à aplicação do momento de fixação.....	42
Fig.3.9. – Diagrama de tensão (σ) na secção final laje+viga correspondente à aplicação do momento de fixação	42
Fig.3.10. – Diagrama de momento flector hiperstático devido ao efeito de fluência na acção do peso próprio.....	43
Fig.3.11. – Diagramas de tensão (σ) na secção final correspondente às diversas fases de cálculo ...	43
Fig.3.12. – Diagrama de deformação (ϵ) e de tensão (σ) na secção para a acção do pré-esforço. Variação de deformação por efeito da fluência.....	44
Fig.3.13. – Diagrama de tensão (σ) na secção da viga correspondente à aplicação dos esforços de fixação.....	45
Fig.3.14. – Diagrama de tensão (σ) na secção final correspondente à aplicação do momento de fixação.....	46
Fig.3.15. – Deformada devida à retracção diferencial no sistema isostático	46
Fig.3.16. - Esforços de fixação que compatibilizam a rotação sobre o apoio	47
Fig.3.17. – Tensões de tracção aplicadas na laje para simular a retracção diferencial	47
Fig.3.18. – Esforço normal de compressão aplicado à secção total para equilibrar a resultante de tensões na laje.....	48
Fig.3.19. – Esforços equivalentes ao esforço normal de fixação das tensões na laje aplicados no centro de gravidade da secção composta.....	48
Fig.3.20. – Diagrama de momentos flectores hiperestáticos devidos à retracção diferencial	49
Fig.3.21. – Diagramas de tensões devidos à retracção diferencial para as diversas fases de cálculo	47

4. ESTUDO DE UM CASO PRÁTICO

Fig.4.1. – Estrutura em estudo	51
Fig.4.2. – Viga em “I” suportando a laje	51
Fig.4.3. – Divisão do tabuleiro de acordo com o Eurocódigo.....	52
Fig.4.4. – Modelo utilizado no software SAP 2000.....	53
Fig.4.5. – Sistema de equilíbrio na direcção longitudinal	57
Fig.4.6. – Envolvente dos momentos para o ELU.....	57
Fig.4.7. – Envolvente do esforço transversal para o ELU.....	58
Fig.4.8. – Sistema de equilíbrio na direcção transversal (zona de meio vão).....	61
Fig.4.9. – Distribuição de momentos positivos na laje (ELU).....	62
Fig.4.10. – Distribuição de momentos negativos na laje (ELU)	62

Fig.4.11. – Distribuição do esforço transverso na laje (ELU).....	63
Fig.4.12. – Corte no interface entre os betões.....	64
Fig.4.13. – Carlinga.....	65
Fig.4.14. – Diagrama de momentos da carlinga (ELU)	66
Fig.4.15. – Diagrama de transverso da carlinga (ELU)	66
Fig.4.16. – Secção homogeneizada.....	68
Fig.4.17. – Diagramas de tensão devido à acção do peso próprio da viga.....	69
Fig.4.18. – Diagramas de tensão devido ao esforço de fixação.....	70
Fig.4.19. – Diagrama de tensão na secção final do meio-vão correspondente à sobreposição de todos os efeitos	70
Fig.4.20. – Diagrama de tensão na secção do apoio devido ao peso próprio da viga	71
Fig.4.21. – Diagrama de tensão devido à acção do peso próprio na secção da viga.....	71
Fig.4.22. – Diagrama de tensão devido à acção do peso próprio da laje na secção final.....	72
Fig.4.23. – Diagrama de tensão na secção final do meio-vão correspondente à sobreposição de todos os efeitos	72
Fig.4.24. – Diagrama de tensão na secção final do apoio correspondente à sobreposição de todos os efeitos	73
Fig.4.25. – Diagramas de tensão devido à acção do pré-esforço	73
Fig.4.26. – Diagramas de tensão devido ao esforço de fixação.....	74
Fig.4.27. – Diagrama de tensão na secção final do meio-vão correspondente à sobreposição de todos os efeitos	74
Fig.4.28. – Diagramas de tensão devido à acção do pré-esforço	75
Fig.4.29. – Diagramas de tensão devido ao esforço de fixação.....	75
Fig.4.30. – Diagrama de tensão na secção final do apoio correspondente à sobreposição de todos os efeitos	76
Fig.4.31. – Diagramas de tensão devido à acção da retracção diferencial.....	77
Fig.4.32. – Diagrama de tensão devido ao efeito hiperestático.....	77
Fig.4.33. – Diagrama de tensão na secção final do meio-vão correspondente à sobreposição de todos os efeitos	78
Fig.4.34. – Diagramas de tensão devido à acção da retracção diferencial.....	78
Fig.4.35. – Diagrama de tensão devido ao efeito hiperestático.....	79
Fig.4.36. – Diagrama de tensão na secção final do apoio correspondente à sobreposição de todos os efeitos	79
Fig.4.37. – Diagrama de tensão na secção final do meio-vão (combinação característica de acções).....	80
Fig.4.38. – Diagrama de tensão na secção final do meio-vão (combinação frequente de acções)	80

Fig.4.39. – Diagrama de tensão na secção final do meio-vão (combinação quase-permanente de acções)	81
Fig.4.40. – Diagrama de tensão na secção final do apoio (combinação característica de acções)	81
Fig.4.41. – Diagrama de tensão na secção final do apoio (combinação frequente de acções)	82
Fig.4.42. – Diagrama de tensão na secção final do apoio (combinação quase-permanente de acções)	82

ÍNDICE DE QUADROS

4. ESTUDO DE UM CASO PRÁTICO

Quadro 4.1. – Modelo de carregamento 1	53
Quadro 4.2. – Dimensionamento do pré-esforço	55
Quadro 4.3. – Perdas na armadura de pré-esforço	56
Quadro 4.4. – Armadura longitudinal da viga.....	58
Quadro 4.5. – Estribos da viga.....	60
Quadro 4.6. – Armadura de ligação alma-banzo	61
Quadro 4.7. – Armadura longitudinal da laje.....	62
Quadro 4.8. – Estribos na junta de betonagem	65
Quadro 4.9. – Armadura longitudinal da carlinga.....	66
Quadro 4.10. – Estribos da carlinga.....	67
Quadro 4.11. – Armadura de suspensão	67
Quadro 4.12. – Dados para a homogeneização	68
Quadro 4.13. – Propriedades secção homogeneizada.....	68
Quadro 4.14. – Dados calculados na análise do peso próprio da viga.....	69
Quadro 4.15. – Dados calculados na análise do peso próprio da laje.....	71
Quadro 4.16. – Dados calculados na análise do pré-esforço	73
Quadro 4.17. – Dados calculados na análise da retracção	76
Quadro 4.18. – Limitação de tensões no betão (combinação característica de acções)	83
Quadro 4.19. – Limitação de tensões no betão (combinação quase-permanente de acções)	83
Quadro 4.20. – Limitação de tensões no aço (combinação característica de acções)	84
Quadro 4.21. – Armadura mínima para controlo da fendilhação	84
Quadro 4.22. – Controlo da fendilhação (combinação frequente de acções)	85
Quadro 4.23. – Controlo da deformação (combinação quase-permanente de acções).....	86

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A - Área da secção homogeneizada

A_{ct} - Área de betão traccionado

A_p - Área de armaduras de pré-esforço

$A_{s,min}$ - Área mínima das armaduras para betão armado na zona traccionada

A_{sw} - Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso

A_v - Área transversal da viga

α - Ângulo formado pela armadura transversal com o eixo da viga

α_{cw} - Coeficiente que tem em conta o estado de tensão do banzo comprimido

b_i - Largura da junta

b_w - Menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido

β - Relação entre o esforço longitudinal na secção de betão novo e o esforço longitudinal total na zona de compressão ou na zona de tracção

$\beta_{as}(t)$ - Função da evolução da retracção autógena com o tempo

$\beta_{ds}(t, t_s)$ - Função da evolução da retracção de secagem com o tempo

$\beta(f_{cm})$ - Factor que considera a influência da resistência do betão

β_H - Coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente

$\beta(t_0)$ - Factor que considera a influência da idade do betão à data do carregamento

c, μ - Coeficientes que dependem da rugosidade da junta

$\Delta\varepsilon(t, t_0)$ - Variação de extensão média da secção no intervalo $[t_0, t]$

$\Delta\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ - Diferença entre as extensões de retracção calculadas para a secção da viga e da laje como se estas estivessem isoladas

ΔF_d - Variação do esforço normal no banzo ao longo de Δx

ΔM - Variação de momento flector

Δy - Diferença de ordenadas do centro de gravidade da secção composta e da laje

$\Delta\sigma_{pr}$ - Valor da relaxação no intervalo de tempo $[t_0, t]$

$\Delta\sigma_c(t)$ - Variação de tensão no betão no centro de gravidade no instante t

$\Delta X(t)$ - Vector de esforços elásticos

$\Delta\chi(t, t_0)$ - Variação de curvatura da secção no intervalo $[t_0, t]$

e - Espaçamento dos varões

$E_c(t, t_0)$ - Módulo de elasticidade ajustado para cada elemento de betão no intervalo de tempo $[t_0, t]$

E_{c,t_0} - Módulo de elasticidade do betão para t_0 dias

$E_{cm}(t)$ - Módulo de elasticidade secante do betão

- E_i - Módulo de elasticidade do material i a homogeneizar
- e_p - Excentricidade da armadura de pré-esforço em relação a y_G
- θ - Soma de desvios angulares ao longo do comprimento x
- θ - Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga
- $\varepsilon(t_0)$ - Extensão média inicial da secção
- $\varepsilon_c(t_0)$ - Deformação instantânea elástica
- $\varepsilon_{ca}(\infty)$ - Retracção autogénea para $t=\infty$
- $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ - Deformação por fluência no intervalo $[t_0, t]$
- $\varepsilon_{cd,0}$ - Valor final da retracção por secagem
- $\varepsilon_{c,m}(t, t_0)$ - Parcela mecânica da deformação total no intervalo $[t_0, t]$
- $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ - Extensão de retracção no intervalo $[t_0, t]$ para cada elemento de betão
- ε_0 - Extensão ao nível do ponto de referência
- $\varepsilon_0(t_0)$ - Extensão média da secção no instante inicial t_0
- F_{aj} - Matriz de flexibilidade ajustada
- F_{eq} - Matriz de flexibilidade equivalente
- $F_{suspensão}$ - Força de suspensão provocada pela viga apoiada
- f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
- f_{ck} - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
- f_{cm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
- f_{ctd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção simples
- $f_{ct,eff}$ - Valor médio da resistência do betão à tracção
- $f_{p0,1k}$ - Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tracção do aço das armaduras de pré-esforço
- f_{pk} - Tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço
- f_{ywd} - Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal
- f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço
- h_1 - Altura da viga de apoio (carlinga)
- h_2 - Altura da viga apoiada (viga pré-fabricada)
- h_f - Espessura do banzo na ligação
- I - Inércia da secção homogeneizada
- I_v - Inércia da viga
- j - Coeficiente igual a $(n-1)/2n$ em que n é o número de armaduras
- K - Coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais

- k - Coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes
- k - Desvio angular parasita para as armaduras interiores
- k_c - Coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção
- k_h - Coeficiente que depende da espessura equivalente
- L - Vão da viga simplesmente apoiada
- $\frac{l}{d}$ - Valor limite da relação vão/altura
- M - Momento flector no instante
- M_G - Momento aplicada ao nível do centro de gravidade da secção
- μ - Coeficiente de atrito entre os cabos e as bainhas
- $N(t_0)$ - Esforço normal
- N_{ap}, M_{ap} - Esforços devido às acções aplicadas na estrutura, excepto o pré-esforço
- P - Força de pré-esforço aplicada na secção
- P_i - Valor do pré-esforço aplicado à secção em cada nível i
- ρ - Taxa de armaduras na secção
- ρ' - Taxa de armaduras de compressão
- ρ_0 - Taxa de armaduras de referência $\sqrt{f_{ck}} 10^{-3}$
- R_{sd} - Reacção da viga apoiada sobre a vida de apoio
- S - Momento estático da secção homogeneizada
- s - Espaçamento dos estribos
- σ_{c,t_0} - Tensão constante aplicada no instante t_0
- σ_{final} - Tensão na secção final
- σ_n - Tensão devido ao esforço normal exterior mínimo na junta
- $\sigma_{pm0}(x)$ - Tensão das armaduras imediatamente após a aplicação do pré-esforço
- σ_s - Valor absoluto da tensão máxima na armadura (igual a f_{yk})
- σ_{viga} - Tensão na secção da viga
- $u_0(t)$ - Vector de deformações generalizadas no sistema base
- v_1 - Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
- V_{Ed} - Esforço transversal
- v_{Edi} - Valor de cálculo da tensão tangencial na junta
- v_{Rdi} - Valor de cálculo da tensão tangencial resistente na junta
- φ_c - Coeficiente de fluência do betão
- φ_{RH} - Factor que considera a influência da humidade relativa
- $\varphi_{viga}(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência da viga no intervalo de tempo $[t, t_0]$

χ - Curvatura da secção

χ_i - Curvatura inicial da secção

y_{inf}, y_{sup} - Distância do centro de gravidade da secção à fibra inferior/superior

y_{Pi} - Distância das armaduras de pré-esforço no nível i ao ponto de referência

z - Braço do binário das forças interiores

SIGLAS

EC0 – Eurocódigo 0

EC2 – Eurocódigo 2

ELU – Estado Limite Último

FIB – Fédération Internationale du Béton

RSA – Regulamento de Segurança e Acções para edifícios e pontes

1

INTRODUÇÃO

1.1. BREVE HISTÓRIA DA PRÉ-FABRICAÇÃO

A pré-fabricação para a construção de tabuleiros de viadutos começa nos anos 30 em alguns países industrialmente mais desenvolvidos da época, sendo o seu uso confinado a obras de pouca importância e de pequeno vão. Nos anos 50 e 60 a conjugação de dois importantes factores contribuíram para uma maior generalização do uso de soluções pré-fabricados em viadutos. O primeiro foi o crescimento do tráfego automóvel no pós-guerra, que levou a necessidade de se construir um elevado número de estradas num reduzido espaço de tempo. O segundo foi o desenvolvimento industrial de sistemas de pré-esforço com cabos de grande comprimento, utilizados em fábricas de pré-fabricação [1].



Fig.1.1. – Exemplo de uma ponte construída com recurso à pré-fabricação [2]

As secções transversais evoluíram ao longo do tempo. Inicialmente os tabuleiros pré-fabricados eram soluções simples, compostas por um conjunto de vigas rectangulares colocadas lado a lado e pós-esforçadas transversalmente, obtendo-se uma estrutura final equivalente a uma laje maciça. Posteriormente utilizam-se vigas I ou T, com laje superior, e vigas U para formar secções em caixão, sendo actualmente estas três soluções as mais correntes na construção de tabuleiros de viadutos. Mais recentemente têm-se assistido à construção de soluções mistas aço-betão, vãos de tabuleiros compostos por um único elemento pré-fabricado e a construção por segmentos.

Relativamente ao sistema estrutural longitudinal final, e com algumas excepções, os vãos simplesmente apoiados têm sido substituídos por soluções de continuidade sobre os apoios. Esta evolução deveu-se a motivos relacionados com a durabilidade, que é melhorada através da supressão das juntas uma vez que estas potenciam a aceleração da degradação especialmente devido a infiltrações de água, e à eficiência estrutural e economia, pois permite a adopção de esbeltezas maiores, uma melhor utilização dos materiais, um menor número de aparelhos de apoio e ainda um melhor comportamento à acção sísmica.



Fig.1.2. – Exemplo de uma ponte construída com recurso à pré-fabricação [3]

1.2. O QUE É A PRÉ-FABRICAÇÃO

O betão, como material construtivo, pode ser pré-fabricado, reforçado ou pré-esforçado. E é só quando se considera o papel que este betão vai desempenhar nas características estruturais que a sua componente pré-fabricada se torna significativa. A mais óbvia definição de betão pré-fabricado é a do betão que foi preparado, betonado e curado numa localização diferente da sua final. A distância do local onde é betonado pode ser de alguns metros, onde os métodos de pré-fabricação no local são usados para evitar dispendiosos transportes, até milhares de quilómetros, no caso de produtos de elevada qualidade elaborados em locais onde os custos de produção são baixos [4].



Fig.1.3. – Transporte de uma viga pré-fabricada [3]

O que realmente distingue o betão pré-fabricado do “in situ” é a sua resposta aos esforços e tensões externas (induzidos pelas cargas) e internas (variações volumétricas devido a efeitos autogéneos). Um elemento pré-fabricado é também de tamanho finito e por consequente deve ser unido a outros

elementos para formar uma estrutura completa. Os dois principais tipos de elementos pré-fabricados que são utilizados em tabuleiros de pontes são os segmentos (ou aduelas) de secções pré-fabricadas e as vigas pré-fabricadas

Os tabuleiros construídos pelo método denominado pela literatura de língua inglesa “precast segmental method”, são compostos por vários segmentos (ou aduelas) pré-fabricados, de reduzido comprimento, que são ligados por pré-esforço longitudinal após montagem. Devido ao custo de fabrico dos segmentos e equipamento de montagem este método construtivo só é, geralmente, economicamente vantajoso para pontes de grande vão. As juntas entre segmentos não são geralmente atravessadas por armaduras ordinárias. A abertura dessas juntas deve ser então evitada, garantindo que permanecem comprimidas sob actuação das acções permanentes e variáveis. As soluções transversais adoptadas são geralmente de secções em forma de caixa.



Fig.1.4. – Aduelas em obra prontas para ser montadas [2]

As vigas pré-fabricadas são geralmente construídas com comprimento igual ao vão que atravessam, sendo cada vão constituído por várias vigas ligadas entre si por uma laje betonada “in situ” e por carlingas. As secções transversais mais comuns são em I ou em forma de U. Esta técnica é economicamente vantajosa para a construção de pontes de vão até os 50m, apesar de este limite já ter sido várias vezes ultrapassado com o aparecimento de meios de elevação com maior capacidade e a concepção de novas soluções e de continuidade [5] [6].

1.3. O PORQUÊ DA PRÉ-FABRICAÇÃO

Os romanos definiram três princípios essenciais que actualmente ainda mantêm a sua importância: segurança/resistência, funcionalidade/condições de serviço, elegância/beleza. Nos tempos modernos tem ganho relevância a eficiência económica, que nunca pode ser esquecida.

A pré-fabricação surge assim tentando ser a resposta a todos estes factores, tendo como importante motivação a economia que a racionalização de meios de construção permite. O grande desafio desta técnica é manter esta mais-valia sem no entanto descuidar a eficiência estrutural, a estética das obras (que assume maior relevância em certas obras como no caso das pontes), redução do período de tempo da construção ao mínimo necessário e maximizar a segurança (minimizando as operações em obra).

A imagem da pré-fabricação esteve no passado ligada a uma construção de baixa qualidade sendo encarada como solução de recurso a utilizar em última opção. Esta ideia é errada, já que construir rápido não significa construir mal. É importante que os projectistas em conjunto com as empresas de pré-fabricação desenvolvam soluções que não comprometam a durabilidade das estruturas.



Fig.1.5. – Ponte Vasco da Gama [2]

1.3.1. VANTAGENS

A própria existência de uma indústria de betão pré-fabricado e os numerosos casos de projectos bem sucedidos utilizando este método provam que a técnica é prática e económica. As soluções pré-fabricadas potenciam uma maior qualidade global da estrutura ao garantirem um melhor controlo do processo de fabrico dado o ambiente industrial em que são executadas. No entanto este melhor controlo de execução tem de ser estendido às zonas betonada *in situ* e às ligações entre elementos, que costumam ser o “calcanhar de Aquiles” das soluções pré-fabricadas, sob pena dessa vantagem se perder. Cabe fundamentalmente ao projectista, neste aspecto, o desenvolvimento de ligações que cumpram os requisitos de segurança e o comportamento em serviço pelo menos equivalentes aos normalmente associados à construção tradicional.

Em Portugal a ligação em obras de vigas pré-fabricadas para formar um tabuleiro contínuo constitui um procedimento cada vez mais comum e com várias vantagens a uma solução de tramos isostáticos. Cria-se assim reservas de resistência devido à hiperestaticidade da estrutura, a eliminação das juntas contribui para uma melhoria do conforto para a circulação rodoviária, torna-se possível a construção de tabuleiros com grandes vãos e garante-se a boa qualidade estética.

Em suma, podemos indicar as seguintes vantagens da pré-fabricação:

- Redução global dos custos devido ao menor número de operações em obra (redução dependente da distância entre o local de fabrico e a obra);
- Baixos níveis de manutenção (em soluções contínuas);
- Rapidez de instalação;
- Segurança na construção;
- Menor impacto a nível ambiental;
- Controlo de qualidade na execução das peças em estaleiro;
- Maior controlo dimensional e correcto posicionamento das armaduras;

- Obtenção de betões de elevada resistência mecânica e consequentemente secções mais esbeltas;
- Maior longevidade das construções quando comparado com outras opções;
- Economia resultante da utilização de formas optimizadas e soluções standard;
- Dispensa total de cofragem e escoramento para a construção do tabuleiro;
- Redução do congestionamento de obra;
- Encurtamento dos prazos de construção.

1.3.2. DESVANTAGENS

A pré-fabricação, devido à sua característica de peças fabricadas em localização diferente da final, traz uma série de inconvenientes. Factores como a distância entre a fábrica e a obra (que devido aos custos de transporte podem tornar esta solução economicamente inviável), os acessos ao local da obra e ainda a competência técnica da empresa devem ser sempre considerados antes de se optar por estas soluções.

De forma sumária, referem-se as seguintes desvantagens da pré-fabricação:

- Qualidade das peças dependente das condições em fábrica/estaleiro;
- Custos elevados (principalmente se a distância entre local de fabrico e obra for elevada);
- Soluções pouco versáteis;
- Limitação dos vãos;
- Mau comportamento sísmico (a continuidade melhora este factor);
- Acessos rodoviários podem complicar a sua aplicabilidade.

2

ASPECTOS DE CONCEPÇÃO DE PONTES PRÉ-FABRICADAS

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Na construção de uma estrutura recorrendo a vigas pré-fabricadas existe uma série de decisões que têm de ser realizadas, como a escolha da secção a utilizar, o sistema longitudinal final que se pretende aplicar à estrutura, o tipo da emenda a realizar na zona de continuidade (se necessária) e ainda o faseamento construtivo mais adequado. Apenas balanceando os prós e os contras inerentes a cada solução (muitas vezes interligadas entre si) se consegue obter, de forma racional, uma solução final adequada aos fins que se pretende.

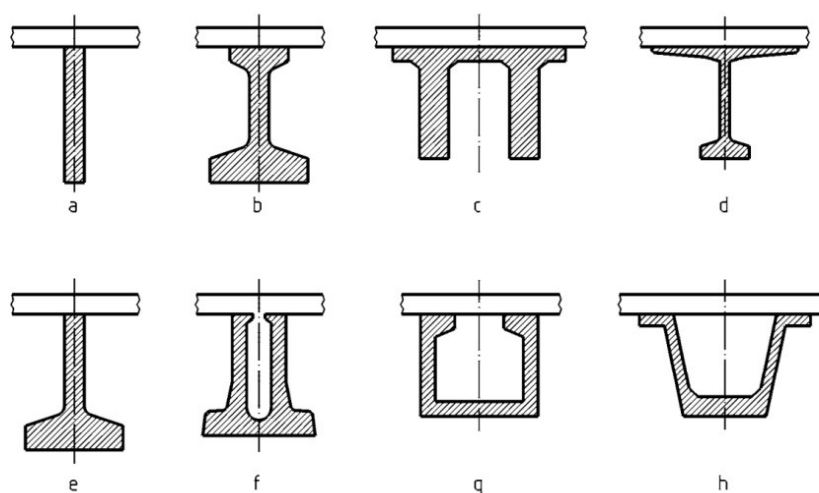
Este capítulo pretende apresentar as principais soluções actualmente existentes na construção de estruturas pré-fabricadas, para um melhor entendimento desta técnica e das suas características.

2.2. TIPOS DE SECÇÕES TRANSVERSAIS DAS VIGAS

Em estruturas constituídas por vigas pré-fabricadas uma das primeiras opções a efectuar é a da escolha da secção transversal. Esta escolha pode ser condicionada por vários motivos, entre as quais:

- Sistemas de transporte e montagem;
- Procedimento de fabrico;
- Sistema de pré-esforço utilizado (pré ou pós-tensão);
- Método de construção da laje do tabuleiro.

As obras de arte que recorrem a vigas pré-fabricadas são geralmente pontes com vãos até os 50 m, já que acima desse limite deixa de ser uma solução interessante do ponto de vista económico (ainda que existam exemplos que superaram este limite) [5]. As secções mais utilizadas são as em “I” ou em “U”.



Legenda:

-  betonagem *in situ*
-  viga prefabricada

Fig.2.1. – Secções de vigas pré-fabricadas mais utilizadas [7]

2.2.1. VIGAS COM SECÇÃO TRANSVERSAL EM “I”

As vigas com secção transversal em “I” são as correntemente mais utilizadas devido ao reduzido valor do seu peso próprio quando comparadas com as vigas de secção em “U”. A utilização desta secção obriga a um maior número de vigas na secção transversal do tabuleiro, afastadas entre si de 0,60 m a 6 m, o que em termos construtivos complica a execução da laje do tabuleiro se esta for realizada *in situ*. Este é o caso mais comum pois conduz a soluções de vigas mais leves que são mais económicas em termos de transporte e montagem; acresce-se a vantagem de conduzirem a sistemas menos sensíveis à existência de deformações iniciais desiguais das vigas pré-fabricadas, comparativamente a uma solução em que as vigas são montadas lado a lado [8].

Em termos de durabilidade e fenómenos diferidos no tempo (como a fluência e retracção) este tipo de secção apresenta uma relação desfavorável entre a área e o perímetro exposto às condições ambientais.

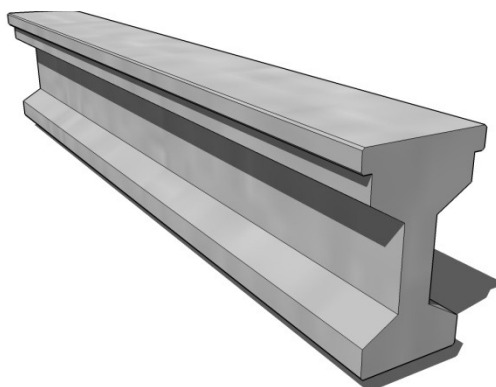


Fig.2.2. – Viga com secção transversal em “I”

As empresas na área da pré-fabricação dispõem de um conjunto de secções-tipo para as quais têm moldes metálicos cuja alteração pode não ser economicamente viável; no entanto podem ser efectuadas alterações de forma simples como, a título de exemplo, variar a altura das almas.

A secção deve ser pré-dimensionada considerando as exigências da segurança estrutural e de durabilidade. Na consideração da altura da viga usam-se normalmente relações de esbelteza da ordem de $L/20$ a $L/15$, em que L é a extensão do vão.

A espessura do banzo superior é condicionada pelo apoio das pré-lajes (se existirem) e pelo recobrimento das armaduras, não devendo ser inferior a 7 cm. Quanto à largura deste mesmo banzo ele depende de vários parâmetros como a posição do centro de gravidade pretendido da viga, do peso da secção, da estabilidade por flexão-torção em fase construtiva e do vão livre entre vigas. Usualmente utilizam-se banzos superiores com largura da ordem de $0,6h$ para garantir a estabilidade durante o transporte e colocação das vigas.

As almas das vigas são normalmente finas e com uma elevada percentagem de armaduras, com o objectivo de reduzir o peso da secção. A espessura mínima aconselhada é de 15 cm por razões de recobrimento das armaduras e durabilidade das mesmas. As soluções com pré-esforço parabólico são evitadas pois a espessura da alma é, no mínimo, três vezes a largura da bainha. Refira-se que para o controlo das tensões de compressão e corte junto aos apoios é habitual a utilização de almas alargadas, com espessura igual à largura do banzo inferior. Este aumento de espessura tem ainda a vantagem de melhorar a transmissão das tensões locais devidas à reacção do apoio.

O banzo inferior é dimensionado de forma a existir espaço suficiente para a colocação do pré-esforço e para resistir às tensões de compressão junto aos apoios.

2.2.2. VIGAS COM SECÇÃO TRANSVERSAL EM “U”

A solução de vigas pré-fabricadas com secção transversal em “U” apresenta diversas vantagens quando comparada com a secção transversal em “I”, como a menor altura da secção, menor número de vigas a dispor no tabuleiro e maior capacidade de acomodar tensões de compressão nas secções de apoio devido à existência do banzo inferior. Devido às duas primeiras vantagens as vigas em “U” são mais duráveis e esteticamente mais agradáveis, facto que muitas vezes é negligenciado mas que assume cada vez uma importância maior. No entanto, no caso de pontes curvas em planta a utilização deste tipo de secção é de maior complexidade, situação em que as vigas em “I” são mais vantajosas.

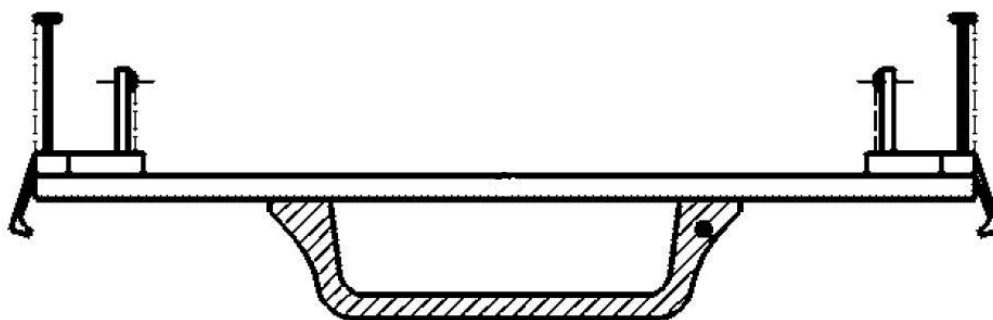


Fig.2.3. – Viga com secção transversal em “U” [7]

Esta secção apresenta, em fase de utilização, as vantagens estruturais de uma secção em caixão. Pode-se também proceder à realização de uma secção final em caixão multicelular recorrendo a duas ou mais vigas pré-fabricadas em “U”, recorrendo a barras de pré-esforço colocadas transversalmente nas almas interiores que nestes casos são verticais.

A utilização de secções em “U” conduz a esbeltezas na ordem de $L/24$ a $L/18$, em que L é a extensão do vão. Comparando com as esbeltezas das secções em “I” percebe-se a referida vantagem do ponto de vista estético.

Os banzos superiores possuem uma largura mínima condicionada pelo espaço necessário para realizar o apoio de pré-lajes (se existirem) e para estabelecer a ligação entre a viga e a laje. Geralmente esta largura é da ordem dos 40 cm. Devido à grande largura do banzo inferior o centro de gravidade tende a aproximar-se da face inferior, pelo que o dimensionamento dos banzos superiores será condicionado pela estabilidade das almas e pela necessidade de aumentar a distância do centro de gravidade da face inferior e consequentemente aumentar a eficácia do pré-esforço, isto em fase construtiva.

É possível realizar um “fecho” parcial no banzo superior nas zonas de momento positivo elevado, já que tal medida aumentaria a referida eficácia do pré-esforço, construindo uma laje horizontal entre os banzos superiores da viga. Esta solução tem o inconveniente de complicar a pormenorização de armaduras e obrigar a uma adaptação nos moldes, pelo que não é muito utilizada.

O banzo inferior tem a sua espessura condicionada pelas tensões de compressão impostas nas zonas dos apoios (tal como nas vigas em “I”), principalmente na fase de exploração já que nestas zonas geram-se momentos negativos que comprimem a zona inferior das vigas.

Por razões de estabilidade as vigas com este tipo de secção apresentam diafragmas nas extremidades, que também aumentam a resistência ao empenamento.

2.3. SISTEMAS ESTRUTURAIS LONGITUDINAIS

2.3.1. TABULEIROS ISOSTÁTICOS

Esta era a solução mais utilizada quando foram construídas as primeiras pontes que recorriam a vigas pré-fabricadas. Os tabuleiros são formados por tramos independentes separados por juntas de dilatação (que permitem rotações e deslocamentos horizontais entre vãos) e simplesmente apoiados nos apoios sobre os pilares através de aparelhos de apoio. Este sistema obriga a colocação de duas fiadas de apoios por pilar, com consequente limitação relativamente às dimensões mínimas da cabeça do mesmo. A grande vantagem técnica é a facilidade e rapidez de construção, muitas vezes preponderante em situações de emergência.

Vantagens

- Facilidade de construção – a montagem das vigas é feita com relativa facilidade não existindo grandes dificuldades em obra;
- Tempo de execução – associado à vantagem anterior, estas obras são de rápida construção o que pode ser preponderante em situações de emergência;
- Simplicidade do cálculo – o carácter isostático da estrutura significa que as deformações impostas não conduzem a uma variação de distribuição dos momentos flectores aplicados à estrutura, originando uma distribuição de tensões auto-equilibrada na secção transversal.

Desvantagens

- Qualidade estética - devido às fiadas dos apoios no pilar a estrutura final não é agradável de uma óptica visual;
- Conforto – a existência de descontinuidades entre vigas torna a circulação rodoviária desagradável;
- Durabilidade – as juntas de dilatação permitem a passagem de água e sais descongelantes, que deterioram as próprias juntas e aparelhos de apoio, corroendo também o topo das vigas.

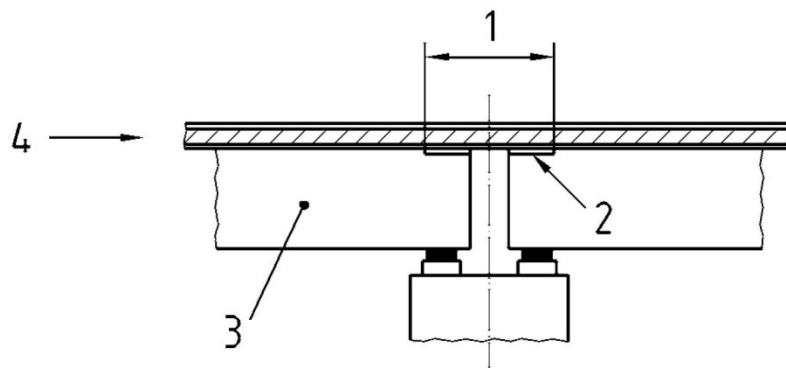
Existem algumas formas de minimizar os problemas de durabilidade, desenvolvendo soluções que permitam a inspecção e substituição dos aparelhos de apoio, prevendo canais de drenagem das águas que atravessam as juntas de dilatação e prevendo galerias para acesso e inspecção dos encontros. Estas medidas significam também custos acrescidos de manutenção/reparação, pelo que a longo prazo estas obras podem-se tornar pouco interessantes do ponto de vista económico [9].

Apesar de estas limitações e da sua menor eficiência em zonas de maior sismicidade este sistema ainda é muito utilizado na Itália e Alemanha, especialmente em viadutos ferroviários.

2.3.2. TABULEIROS ISOSTÁTICOS COM LAJES CONTÍNUAS

A tentativa de ultrapassar algumas das dificuldades técnicas encontradas nos tabuleiros isostáticos levou a desenvolver um outro sistema estrutural: os tabuleiros isostáticos com lajes contínuas.

Estes sistemas garantem a continuidade longitudinal dos diferentes tramos através da laje na zona do apoio (continuidade parcial), mantendo-se as vigas descontínuas. As vigas pré-fabricadas são montadas sobre apoios definitivos independentes, betonando-se numa fase posterior a laje do tabuleiro. Esta ligação garante uma superfície do tabuleiro contínua, mas a ponte funciona como uma série de tramos simplesmente apoiados já que a laje de continuidade não confere rigidez suficiente ao sistema para que se instalem na secção do apoio momentos flectores significativos.



1 - laje dessolidarizada das vigas

3 - viga de ponte prefabricada

2 - enchimento compressível entre laje e viga

4 - betonagem *in situ* com armadura de continuidade

Fig.2.4. – Tabuleiro isostático com laje contínua [7]

As rotações por flexão das secções de apoio das vigas constituem deformações impostas à lajeta de continuidade, pelo que para evitar esforços demasiado elevados esta deve ser desligada da viga pré-fabricada num comprimento perto do apoio de forma a aumentar a sua flexibilidade. Este elemento é designado de lajeta de continuidade em virtude da sua espessura ser, por vezes, inferior à espessura da restante laje. Ela deverá ter espessura suficiente para resistir aos efeitos provocados pelas rodas dos veículos, sendo normalmente realizada em betão e fortemente armada com varões de pequeno diâmetro [8].

Vantagens

- Conforto – a existência da lajeta evita o problema da descontinuidade do tabuleiro;
- Durabilidade – não existindo juntas de dilatação melhora-se a estanqueidade da solução;
- Simplicidade de cálculo – apesar de existir uma continuidade (parcial) a estrutura continua não perder o seu carácter predominantemente isostático.

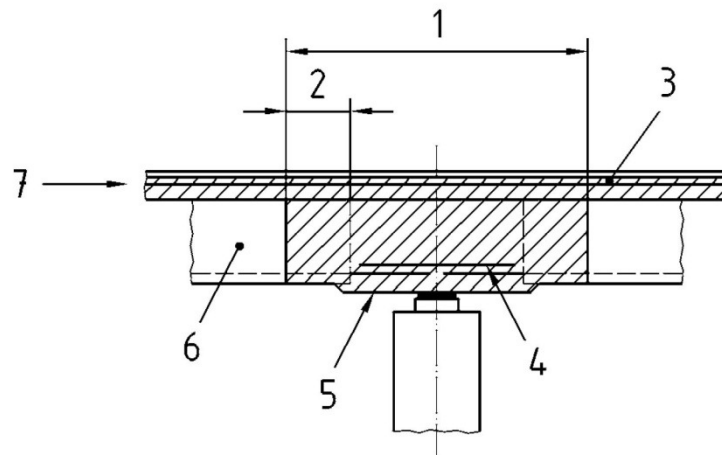
Desvantagens

- Qualidade estética – a necessidade das duas fiadas por pilar mantém-se;
- Ineficiência da transmissão de forças horizontais – devido à excentricidade entre apoios e eixos das vigas e diminuição de rigidez na secção sobre os pilares;
- Fraco comportamento sísmico – a lajeta de continuidade funciona como um tirante perante a força sísmica longitudinal [10].

2.3.3. TABULEIROS CONTÍNUOS - LIGAÇÃO ENTRE VIGAS REALIZADA NA ZONA DO APOIO

A solução correntemente mais utilizada consiste na ligação total das vigas pré-fabricadas para formar um tabuleiro contínuo. Deste modo muitos dos problemas enunciados atrás (em especial no subcapítulo 2.2.1.) são ultrapassados, conseguindo-se obter estruturas que apresentam um melhor comportamento a nível de durabilidade e não só.

Esta é também a solução com mais enfoque no âmbito deste trabalho, tendo sido a utilizada no estudo do caso prático descrito no capítulo 4.



- | | |
|--------------------------------|---|
| 1 - ligação <i>in situ</i> | 5 - base da ligação poderá ser embutida na base da viga |
| 2 - encastramento da viga | |
| 3 - armadura contínua superior | 6 - viga de ponte prefabricada |
| 4 - armadura contínua inferior | 7 - betonagem <i>in situ</i> com armadura contínua |

Fig.2.5. – Tabuleiro com continuidade na zona do apoio [7]

Vantagens

- Redistribuição de esforços – a continuidade estrutural permite que a estrutura redistribua os esforços provocados pelas sobrecargas em estado limite último, conduzindo também a menores deformações verticais;
- Melhor comportamento sísmico – a frequência própria de vibração do tabuleiro aumenta;
- Estética – conseguem-se maiores esbeltezas do tabuleiro e não é necessário o recurso a capitéis no topo dos pilares, sendo o impacto visual ainda mais agradável se a viga transversal (carlinga) for embebida na espessura do tabuleiro;
- Económica – redução dos custos de manutenção da obra devido à inexistência de juntas de dilatação já que não vão existir problemas de durabilidade nem gastos na substituição/reparação dessas mesmas juntas;
- Conforto – o tabuleiro é totalmente contínuo pelo que a zona de ligação entre vigas passa totalmente despercebida à circulação rodoviária;
- Durabilidade – não existem juntas de dilatação nas zonas de continuidade, como na solução anterior.

Desvantagens

- Tempo de execução – o principal inconveniente desta solução, já que implica maiores tempos de execução da obra (em especial se for utilizado pré-esforço de continuidade já que são necessárias mais fases construtivas e pessoal especializado);
- Complexidade do cálculo - a evolução do sistema estrutural na direcção longitudinal e da secção transversal das vigas origina uma evolução nos esforços e nas tensões instaladas.

Este último aspecto será estudado em maior detalhe no próximo capítulo deste trabalho, mas este fenómeno pode ser entendido considerando que se a estrutura fosse constituída por tramos isostáticos o tabuleiro deformar-se-ia, originando rotações na secção de apoio devido à fluência e aos efeitos de retracção diferencial entre a laje e a viga pré-fabricada (já que os betões possuem idades diferente e superfícies de exposição diferentes). Com a continuidade estabelecida a secção de apoio não pode rodar pelo que, ao longo do tempo, vão-se desenvolver momentos flectores positivos devido à acção do pré-esforço e momentos flectores negativos devido à acção do peso próprio do tabuleiro e da retracção diferencial [8].

A determinação desta evolução de esforços e tensões deve ser feita através de uma análise visco-elástica; no entanto note-se que esta evolução não condiciona a resistência última da estrutura se esta for suficientemente dúctil. Esta análise ganha maior importância para o controlo de tensões e aberturas de fendas, na verificação durante a fase de serviço.

Alguns autores têm sugerido que não existem vantagens na realização de cálculos rigorosos de natureza determinística, já que a fluência e retracção do betão têm uma grande variabilidade associada o que faz com que os resultados obtidos possam ter erros significativos. Eles aconselham antes serem adoptadas disposições construtivas adequadas atendendo a esta variabilidade dos fenómenos envolvidos [11].

2.3.4. TABULEIROS CONTÍNUOS - LIGAÇÃO ENTRE VIGAS REALIZADA FORA DA ZONA DO APOIO

O atravessamento de rios ou a grandes alturas em zonas com más condições de fundação podem limitar a decisão do projectista, impedindo a construção de pontes com vigas pré-fabricadas de comprimento igual ao do vão. Vigas demasiado compridas (mais de 30 m) tornam-se demasiado longas e pesadas, não sendo viável o seu transporte ou/e montagem. Nestas situações particulares pode-se recorrer a vigas pré-fabricadas com comprimentos inferiores ao do vão, emendadas após montagem, como alternativa a outras técnicas construtivas como por exemplo a da construção por avanços sucessivos.

2.3.5. PONTES INTEGRAIS

Esta solução é, como o nome indica, de uma ponte construída sem quaisquer juntas de dilatação entre vãos consecutivos ou entre vãos extremos e encontros. Este tipo de pontes resulta do interesse em abolir por completo a necessidade de juntas de dilatação que, como visto anteriormente, são a causa de grandes problemas, melhorando o desempenho da estrutura em termos de durabilidade, conforto e redução de custos de manutenção.

Deve-se ter especial atenção no dimensionamento dos encontros que devem ser dimensionados considerando que vão sofrer os mesmos deslocamentos que as extremidades do tabuleiro, movimentos estes devido a deformações diferidas do betão, variações térmicas e acções horizontais induzidas pela acção do vento, sismos e frenagem dos veículos.

Em alguns países são recomendados valores máximos para o comprimento e o viés das pontes integrais (por exemplo no Reino Unido o comprimento máximo é de 60 m e o viés de 30°). Destaque-se que nos Estados Unidos já foram construídas com sucesso pontes integrais de comprimento superior a 200 m [1].

2.3.6. OUTRAS SOLUÇÕES

Foram referidas as situações mais comuns e as mais relevantes no âmbito deste trabalho. No entanto, existem outros sistemas estruturais que são correntemente utilizados, pelo que se vai agora fazer uma referência aos mesmos sem entrar no entanto no detalhe dos anteriores.

A Figura 2.6. é um exemplo de uma aduela pré-fabricada. As pontes que recorrem a esta solução são formadas por um determinado número de segmentos (aduelas) que são unidos através de juntas transversais na direcção em que a estrutura se desenvolve. O comportamento da estrutura entre aduelas influencia a resposta da estrutura às acções exteriores, existindo uma descontinuidade entre segmentos nas armaduras passivas.

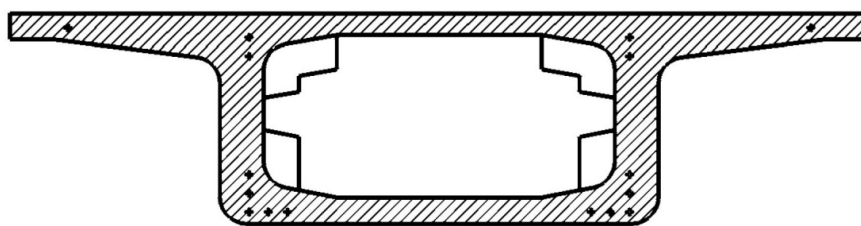


Fig.2.6. – Aduela pré-fabricada [7]

Apesar de as soluções até agora apresentadas serem de tabuleiros apoiados em pilares, note-se que é possível a utilização de secções pré-fabricadas em pontes suspensas, conseguindo-se vãos até 400 m. O uso de secções pré-fabricadas em pontes em arco e pontes curvas em planta também merece um especial destaque.

2.4. SOLUÇÕES DE CONTINUIDADE

Para a realização de tabuleiros com continuidade estrutural recorrem-se a armaduras ordinárias ou armaduras de pré-esforço (sobre os apoios ou em todo o comprimento da estrutura). Estas duas alternativas irão ser estudadas de seguida, mais concretamente para o caso de ligações sobre os apoios que é a de maior relevância para este trabalho.

2.4.1. CONTINUIDADE COM ARMADURAS ORDINÁRIAS

A solução mais simples para estabelecer a continuidade de um tabuleiro é a de recorrer a armaduras longitudinais dispostas na laje sobre os apoios, betonando o espaço entre vigas para formar uma carlinga. Estas armaduras vão ter uma dupla função: resistir aos momentos negativos gerados pelas acções (e também muitas vezes aos momentos introduzidos pelo pré-esforço já que nas vigas pré-fabricadas é comum recorrer-se a cabos rectilíneos) e garantir a continuidade da estrutura.

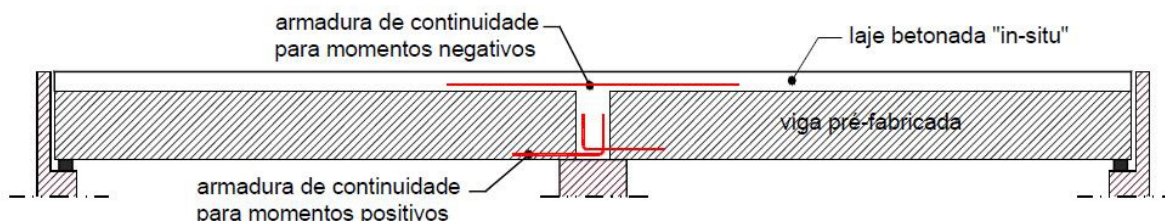


Fig.2.7. – Continuidade estrutural através de armaduras ordinárias [8]

Comparativamente à alternativa de utilizar pré-esforço para realizar esta continuidade esta solução é mais económica e mais rápida de ser executada, pelo que se compreende ser ela a mais utilizada principalmente em pontes de vãos não muito elevados.

Apresentam-se agora as diferentes opções para realizar o nó da ligação entre vigas, e que permite a continuidade da estrutura. Na figura 2.8. apresentam-se as correntemente utilizadas em Portugal.

No caso da Figura 2.8. a), b) e c) as vigas pré-fabricadas são montadas em apoios provisórios, que são retirados após o endurecimento do betão da carlinga e a continuidade da estrutura estar assegurada. A diferença entre a) e b) é apenas para mostrar que a carlinga pode ter a mesma altura que o tabuleiro (sendo a última a mais agradável esteticamente). Em c) destaca-se a existência da cunha na extremidade da viga (ou “dente”) que confere uma maior resistência ao corte na ligação entre a viga e a carlinga.

A Figura 2.8. d) e e) apresenta uma solução interessante que consiste em fasear o betonamento da carlinga. Inicialmente betona-se a parte inferior da carlinga sobre o apoio, utilizando esta superfície para apoiar as vigas pré-fabricadas. Deste modo não é necessário recorrer a apoios provisórios, mas tem a desvantagem de ser necessário betonar a carlinga em duas fases distintas o que atrasa a construção da obra. Refira-se que apesar de não ser ilustrado podem-se utilizar extremidades das vigas indentadas, como em c), com as referidas vantagens de resistência ao corte.

A solução da Figura 2.8. f) é tal que as vigas pré-fabricadas são montadas em aparelhos de apoio distintos, sendo mais tarde betonada a carlinga para garantir a ligação entre os elementos. Esta prática traz um inconveniente que é a necessidade de pilares mais largos (ou de um fuste para o pilar) o que esteticamente é desagradável.

Em obras em que a altura do tabuleiro em relação ao solo é baixa é possível recorrer a um escoramento provisório nas extremidades das vigas, como ilustrado na Figura 2.8. g). Desta forma conseguem-se pontes agradáveis do ponto de vista estético (sem necessidade uma maior largura do pilar na sua extremidade) especialmente se a carlinga for embebida na altura do tabuleiro. O escoramento é removido quando a continuidade da estrutura é assegurada.

Em todas as soluções apresentadas na Figura 2.8. o topo das vigas pré-fabricadas está no interior da carlinga; esta é a solução mais utilizada mas é possível que isto não aconteça, ou seja, é possível o topo das vigas pré-fabricadas coincidirem com a face da carlinga.

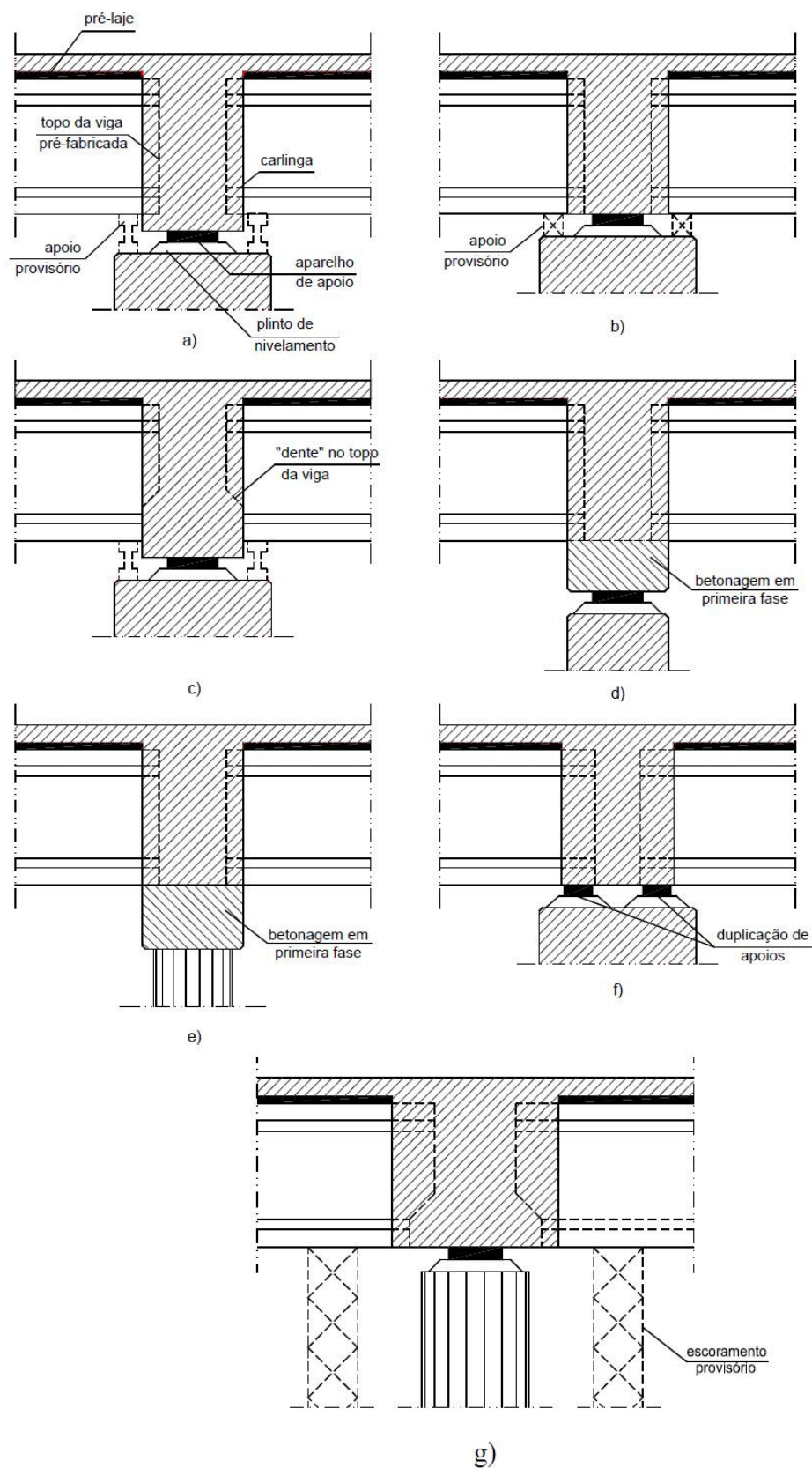


Fig.2.8. – Configurações geométricas para a ligação entre vigas pré-fabricadas [8]

Realce-se que é também necessário emendar as armaduras longitudinais inferiores que saem do topo de ambas as vigas, na zona da ligação, pelo que deve ser previsto espaço suficiente entre vigas para tal. Estas armaduras têm por função controlar a fendilhação causada pelo momento flector positivo que pode ocorrer nessa zona por consequência da deformação por fluência (devida ao estado de tensão introduzido pelo pré-esforço), da variação diferencial de temperatura, assentamentos de apoio e da sobrecarga rodoviária (em tabuleiros com mais de dois tramos). Estas armaduras conferem também resistência ao esforço axial instalado no tabuleiro, contribuem para a resistência ao corte da junta de betonagem e garantem ainda a existência de uma armadura mínima na zona do apoio (definida pelo Eurocódigo 2 [8] (referido de agora em diante por EC2) como um quarto da armadura máxima de tracção correspondente ao momento no vão) [8].

Estas emendas podem ser realizadas de várias formas:

- por sobreposição, mobilizando a aderência entre as armaduras e o betão, dobrando as mesmas para reduzir o comprimento de emenda (armaduras dobradas em cotovelo) como representado na Figura 2.8.a);
- por sobreposição, com a armadura dobrada em forma de laço (Figura 2.8.b));
- por ligação soldada (Figura 2.8. c)).

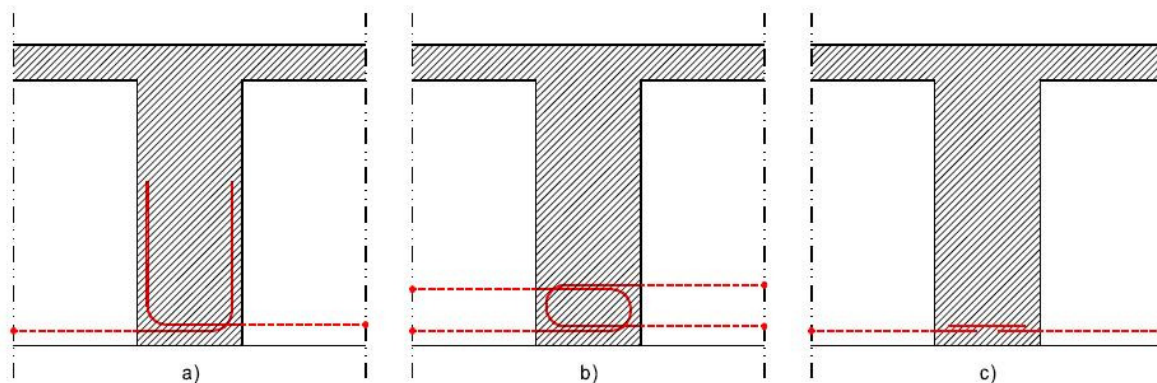


Fig.2.9. – Soluções de emenda da armadura inferior [8]

Usualmente recorre-se a sobreposições para realizar a emenda, devendo ter especial cuidado para evitar colisões entre armaduras e garantir distâncias suficientes entre as mesmas. Outras soluções alternativas representam-se na Figura 2.9.. No primeiro caso (Figura 2.9. a)) é necessário recorrer a uma maior distância entre vigas para permitir que a dobragem das armaduras seja feita no centro da carlinha e para colocar o estribo. Na Figura 2.9. b) utilizam-se pequenas placas de ancoragem nas extremidades das armaduras. Estas últimas soluções têm particular importância em pontes curvas em planta, já que a curvatura agrava o problema da colisão entre armaduras [8].

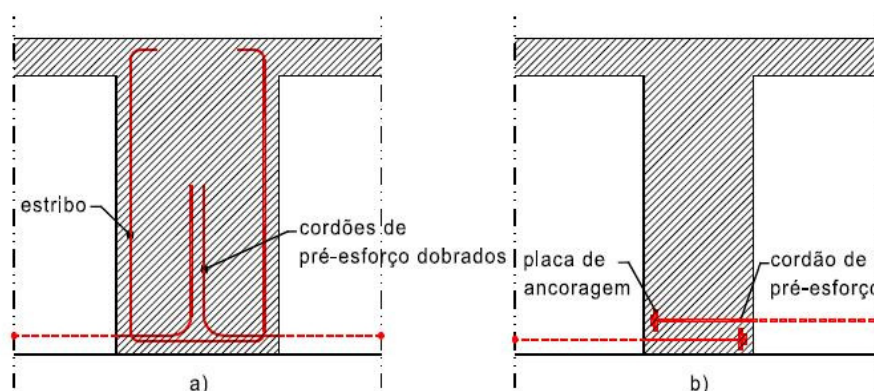


Fig.2.10. – Soluções alternativas de emenda da armadura inferior [8]

2.4.2. CONTINUIDADE COM ARMADURAS DE PRÉ-ESFORÇO

O pré-esforço de continuidade tem por função garantir a ligação contínua entre tramos adjacentes, sendo realizado recorrendo a pós-tensionamento (aderente ou não aderente) ou ainda por barras de pré-esforço. Esta solução permite vencer maiores vãos quando comparada à que apenas utiliza armaduras ordinárias e impede o aparecimento de fendilhação na fibra inferior da laje, na zona dos apoios.

O pré-esforço pode ser utilizado para estabelecer uma ligação contínua de duas formas:

- ao longo de todo o comprimento do tabuleiro (através de ancoragens de continuidade);
- na laje sobre aos apoios (secção onde se faz a união de duas vigas pré-fabricadas).

A escolha do sistema de pré-esforço deve considerar o pouco espaço existente para alojar as ancoragens nas extremidades, devido à pequena espessura da laje.

2.4.2.1. Continuidade ao longo do tabuleiro

No primeiro caso o cabo de pré-esforço tem um traçado geralmente parabólico, já que é o mais vantajoso para gerar momentos na estrutura que contrariem os provocados pelas acções exteriores. Existem quatro distintas alternativas, como representado na Figura 2.10.

Em a) o pré-esforço (cabos C2) é aplicado apenas depois de todos os elementos da estrutura estarem betonados (inclusive a carlinga). O pré-esforço que vem de fábrica dentro da viga (cabos C1) tem de ser dimensionado de modo a suportar o peso próprio quer da viga pré-fabricada quer da laje.

No caso da Figura 2.10. b) o pré-esforço (cabos C2) é aplicado após a betonagem da carlinga e antes da laje. Ao efectuar esta escolha o dimensionamento do pré-esforço de fábrica (cabos C1) apenas tem de considerar o peso próprio da viga já que quando a laje é introduzida na estrutura a continuidade já está em funcionamento. Outra consequência é que o peso próprio da laje é aplicado na estrutura quando esta já é contínua, pelo que o diagrama de momentos flectores não vai sofrer evolução por fluência. Nesta solução o pré-esforço de continuidade não comprime inicialmente a laje, pelo que ela ficará sujeita a tensões de tracção na zona do apoio quando actuarem sobre o tabuleiro as restantes cargas permanentes e sobrecargas. O efeito do pré-esforço manifesta-se na laje apenas após a evolução de tensões por fluência, a longo prazo.

Este último efeito pode ser ultrapassado betonando uma pequena porção da laje na zona adjacente à carlinga antes da aplicação do pré-esforço (ver Figura 2.10. c)). Esta porção de laje tem de ser sufi-

cientemente comprida para introduzir os respectivos cabos. Desta forma não surgirão tensões de tracção na laje já que esta está numa fase inicial comprimida pela acção do pré-esforço.

No caso ainda de tabuleiros de grande vão, em que se adoptam mais do que um cabo de pré-esforço, pode-se introduzir este pré-esforço de forma faseada. A viga pré-fabricada vem com os cabos pré-tensionados em fábrica (cabos C1), sendo de seguida montada na estrutura e betonada a carlinga na zona do apoio. Seguidamente aplicam-se os cabos de continuidades (C2), seguida da betonagem de toda a laje, e finalmente instalam-se outros cabos de continuidade (C3). Esta solução é mais morosa, já devido às diferentes etapas que envolve implica um maior período de tempo para a sua execução.

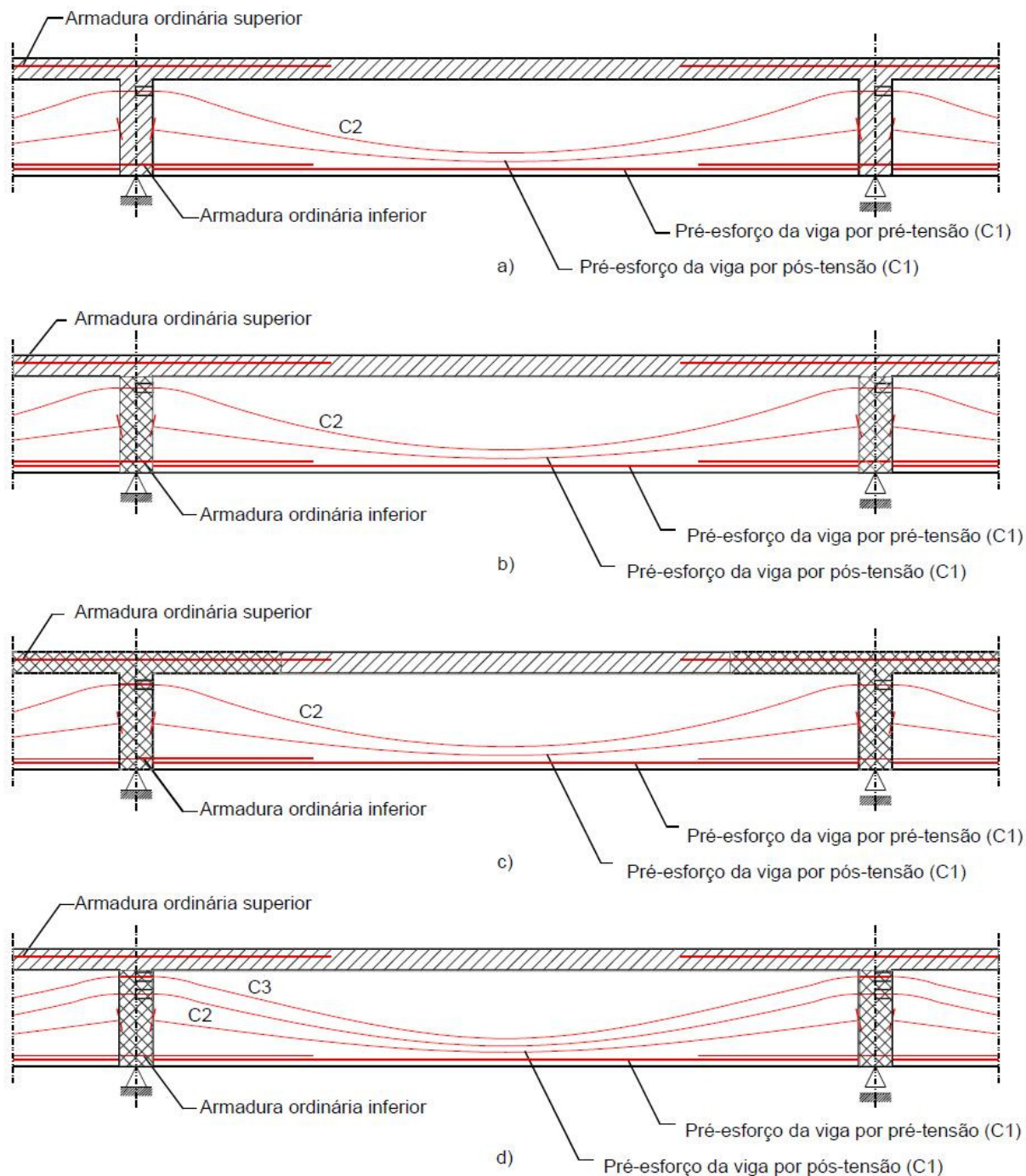


Fig.2.11. – Alternativas de faseamento construtivo de tabuleiros com pré-esforço de continuidade [8]

2.4.2.2. Continuidade sobre os apoios

A figura 2.11. ilustra esta prática para o estabelecimento da continuidade da estrutura. Ela envolve um faseamento da construção, semelhante ao descrito no caso anterior. A diferença reside em que neste caso o pré-esforço é aplicado após a betonagem da carlinga e parte da laje sobre os apoios. Só depois de o pré-esforço estar instalado na estrutura é que se procede à betonagem da restante laje.

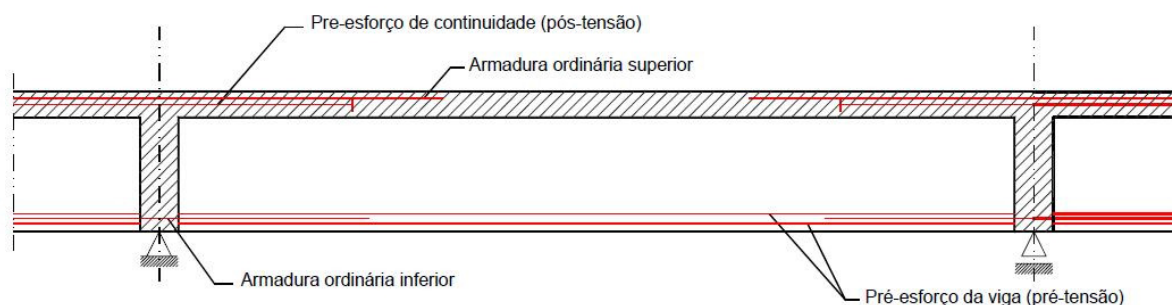


Fig.2.12. – Solução de continuidade recorrendo a cabos rectos de pré-esforço sobre os apoios [8]

A zona de ligação da viga com a carlinga pode ser qualquer uma das referidas em 2.3.1. tal como a emenda da ligação das armaduras inferiores, descritas nesse mesmo capítulo.

Esta solução tem uma grande aplicabilidade em tabuleiros formados com vigas em “U”, que juntamente com a laje formam secções em caixão. Isto deve-se ao facto de este tipo de secção geralmente ter almas de espessura reduzida, pelo que não podem acomodar cabos de continuidade, que são então alojados na laje [13].

2.5. PROCESSO DE EXECUÇÃO DA LAJE

Em tabuleiros executados com vigas pré-fabricadas a betonagem da laje pode ser a fase que condiciona a secção da viga, já que a actuação das outras acções é realizada sobre o conjunto viga+laje.

A espessura da laje é escolhida em função do vão, mais concretamente a distância que existe entre as vigas na direcção da largura do tabuleiro. Se esta distância for muito elevada a secção da viga será sobredimensionada, pelo que se deve optar por vãos que conduzam a soluções económicas e com um bom resultado estético. Dependendo da secção utilizada deve preferencialmente recorrer a vãos livres de 3 a 4 m. Por razões de durabilidade, a espessura da laje não deve ser inferior a 20 centímetros.

Existem dois processos para realizar as lajes: através de cimbres fixos às vigas pré-fabricadas ou através da utilização de pré-lajes.

2.5.1. RECURSO A CIMBRES

O recurso a cimbres fixos é feito utilizando estruturas metálicas, geralmente tubulares, fixas aos banzos das vigas para suportarem as cofragens. A betonagem da laje é então realizada nessas mesmas cofragens. No caso de lajes em consola a estrutura tem de ser fixa à alma ou ao banzo inferior, provocando flexão segundo o eixo vertical da viga que deve ser acautelado aquando da projecção da viga ou prevendo-se um travamento horizontal. As vigas interiores devem verificar a resistência à torção pois

quando se betona a laje entre duas vigas consecutivas o peso da estrutura de suporte e o peso do betão provocam a torção da secção da viga. Este facto ter maior importância no caso de vigas em “I” pois a resistência à torção é bastante reduzida [14].

Uma alternativa é a de utilizar um cimbre ao solo para fornecer suporte às cofragens. Claro que esta hipótese só é viável em obras com rasantes baixas, mas tem a vantagem de se recorrer a torres onde as vigas metálicas que suportam as cofragens podem descarregar.

A solução de recurso a cimbres apresenta a desvantagem de ser morosa já que obriga a uma desmontagem do cimbre para nova utilização e além disso fragiliza a estrutura do ponto de vista da durabilidade, pois a selagem dos orifícios obriga à utilização de argamassas de reparação e a um controlo de execução mais rigoroso.

2.5.2. RECURSO A PRÉ-LAJES

Relativamente ao uso de pré-lajes, estas são geralmente fabricadas em fábrica e posteriormente transportadas para a obra para serem colocadas sobre as vigas pré-fabricadas. Geralmente elas possuem uma largura de 2 m (por motivos de transporte e montagem em obra), pelo que em larguras superiores deve-se garantir que a peça é suficientemente rígida para não perder a sua forma pois pode tornar-se numa estrutura laminar demasiado esbelta.

As pré-lajes podem ser utilizadas como cofragem perdida, suportando o betão da laje moldada em obra ou então como cofragem colaborante, suportando de igual forma a laje mas com funções resistentes na fase de serviço da estrutura.

No primeiro caso a pré-laje deve ser dimensionada para o peso próprio do betão a ser betonado e uma sobrecarga construtiva, colocando-se sobre a pré-laje a malha de armadura que seja necessária para a laje em fase de serviço.

Se a pré-laje funcionar como parte integrante da laje é conveniente utilizar-se “trellis”, armaduras que formam treliças na direcção do vão e que são essenciais para verificar a deformação em fase construtiva, funcionando também como armadura de esforço transversal na laje. Os “trellis” têm a vantagem adicional de melhorar a aderência entre o betão da pré-laje e o betão moldado *in situ* e de servir como cavalete para a colocação de armaduras superiores na laje.

2.6. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

A forma de betonagem da laje e da carlinga está intimamente ligada com o processo construtivo previsto para o tabuleiro e o modo como a continuidade vai ser realizada na estrutura (se for realizada).

Em todas elas no entanto, começa-se da mesma forma, que é colocando as vigas pré-fabricadas na sua posição definitiva (ou eventualmente pousadas em apoios provisórios). De seguida colocam-se pré-lajes (ou preparam-se as cofragens com auxílio de cimbres) e as armaduras das carlingas e lajes. A fase seguinte é a que pode ocorrer de formas distintas:

- betonagem da carlinga seguida da laje;
- betonagem da laje e depois da carlinga;
- betonagem simultânea da carlinga e da laje.

As soluções que envolvem pré-esforço de continuidade obrigam a uma betonagem inicial da zona da carlinga e mais tarde da laje, que pode ser betonada na sua totalidade ou ainda por partes. Este método

permite que grande parte do peso próprio da laje seja suportado pela estrutura já numa fase contínua, pelo que quando se betona a zona central do vão as rotações das vigas sobre os apoios já não são livres devido ao efeito de continuidade. Além disso, o peso próprio da laje vai maximizar o momento flector negativo na zona da ligação, minimizando nessa zona os problemas de fendilhação na fibra inferior, e diminuir o momento flector positivo na zona do vão, o que conduz à utilização de menores quantidades de pré-esforço. Os inconvenientes são que o aumento do momento negativo sobre o apoio leva a um consumo de maiores quantidades de pré-esforço de continuidade e levanta problemas de fendilhação na fibra superior da laje.

A betonagem da laje antes da carlinga tem a vantagem de reduzir os momentos negativos flectores sobre os apoios e de minimizar os efeitos do calor de hidratação libertado após a betonagem da laje. O fenómeno que ocorre é que após a betonagem da laje devido à libertação do calor de hidratação do cimento a temperatura do betão aumenta, e quando a laje começa a arrefecer contrai o betão, provocando um efeito semelhante ao da retracção diferencial. Como a carlinga é betonada apenas posteriormente o sistema é isostático nesta fase, pelo que não se geram momentos adicionais na estrutura; no entanto, se a continuidade estivesse estabelecida surgiriam momentos flectores negativos ao longo da estrutura. A grande desvantagem desta solução é que a viga pré-fabricada terá de ser dimensionada para resistir a todo o peso da laje num sistema isostático, ou seja, conduz a maiores quantidades de pré-esforço na viga.

A betonagem simultânea da laje e da carlinga é o processo mais simples e rápido, já que não é necessário aguardar pela cura da carlinga/laje para betonar de seguida as restantes partes do tabuleiro.

Em qualquer um destes casos o faseamento da betonagem reduz o efeito da retracção diferencial entre os betões de idades diferentes da viga da laje.

3

ESTUDO DOS EFEITOS DIFERIDOS**3.1. INTRODUÇÃO**

Neste capítulo vai-se apresentar uma metodologia de análise que permite avaliar, simplificada, os efeitos diferidos em tabuleiros constituídos por vigas pré-fabricadas em betão armado e/ou pré-esforçado e uma laje betonada *in situ*.

Esta abordagem assenta em métodos desenvolvidos por vários autores, tendo sido extremamente úteis no passado em que os recursos e equipamentos informáticos não estavam disponíveis à maioria dos engenheiros de estruturas. Actualmente o recurso a computadores e *software* especializado permite a utilização de métodos mais precisos no estudo das estruturas.

No entanto, a importância de conhecer e compreender estes fenómenos continua, nos dias de hoje, a ser de extrema relevância pois apesar das ferramentas e programas de cálculo que existem não se pode simplesmente aceitar os valores por eles obtidos de forma passiva, devendo o projectista ter sempre uma posição crítica sobre os resultados que se obtêm.

Nos próximos subcapítulos apresenta-se uma pequena explicação sobre os efeitos diferidos que ocorrem no betão e como estes podem ser considerados e calculados no caso das pontes pré-fabricadas, que são o âmbito deste trabalho. Este cálculo considera a problemática da alteração do sistema estático e da secção transversal do tabuleiro da ponte (como foi visto nos sub-capítulos 2.2. e 2.3.). No capítulo 4 será possível perceber melhor esta metodologia através da aplicação da mesma a um caso prático.

3.2. EFEITOS DIFERIDOS NO BETÃO

É do conhecimento científico que o betão, ao longo do tempo, é afectado pelos fenómenos da fluência e da retracção. Estes fenómenos físico-químicos são influenciados pelas condições termo-higrométricas ambientais, pela geometria do elemento (mais propriamente a sua espessura equivalente, que não é mais do que a relação entre a sua área e o perímetro de contacto com o exterior) e o nível de compressão aplicado à peça.

No dimensionamento de estruturas de betão é necessário quantificar estes fenómenos, mas dada a dificuldade e complexidade que isso envolve é usual utilizar valores médios para os coeficientes de fluência e extensões de retracção. O modelo de previsão das extensões de fluência e das extensões de retracção preconizado pelo EC2 é expresso em função da resistência à compressão do betão, tal como vários outros modelos. No entanto estes fenómenos não dependem desta resistência mas sim de parâmetros relacionados com a micro-estrutura e composição do betão, como a relação cimento/água, grau de hidratação e propriedades dos agregados. A resistência à compressão funciona como medida indi-

recta das propriedades micro-estruturais do betão, o que é extremamente prático pois muitas vezes é apenas conhecida a classe de resistência do betão na altura do dimensionamento [8].

No entanto, para realizar essas estimativas algumas condições devem ser verificadas para garantir a sua validade:

- Condições termo-higrométricas ambientais pouco variáveis ao longo do tempo;
- Tensões de compressão no betão inferiores a 45% do valor característico da tensão de rotura do betão, podendo existir carregamentos superiores a esse valor mas apenas se forem de curta duração;
- Hipótese das pequenas deformações;
- Aplicação de cargas estáticas;
- Existência de proporcionalidade entre extensões devido à fluência e as tensões aplicadas.

3.2.1. FLUÊNCIA DO BETÃO

Quando uma peça de betão é sujeita a uma tensão constante ao longo do tempo verifica-se que ocorrem deformações nessa peça, deformações estas que podem ser divididas em duas parcelas: uma de deformação instantânea elástica (proporcional à tensão aplicada) e numa outra parcela de deformação diferida no tempo. Esta última parcela de deformação diferida corresponde à deformação por fluência e retracção (que será tratada no sub-capítulo 3.2.2.).

A fluência do betão é devida à fluência da pasta de cimento hidratado, uma vez que os agregados de densidade normal apresentam fluência desprezável. Esta fluência é condicionada principalmente pela água existente na pasta, pelo que qualquer alteração no conteúdo de humidade na pasta (como por exemplo, por secagem) acelera este processo.

A parcela mecânica da deformação de uma peça de betão é calculada da seguinte forma:

$$\varepsilon_{c,m}(t, t_0) = \varepsilon_c(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) \quad (3.1.)$$

em que:

$\varepsilon_{c,m}(t, t_0)$	parcela mecânica da deformação total
$\varepsilon_c(t_0)$	deformação instantânea elástica
$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$	deformação por fluência

Note-se que a segunda componente, deformação por fluência, pode ser subdividida numa parcela de deformação elástica diferida recuperável após descarga e numa outra parcela diferida não recuperável.

3.2.1.1. Fluência sob tensão constante

Na equação 3.1. tem-se que a deformação total é constituída por duas componentes, uma deformação instantânea e outra por fluência. Estas estão ilustradas na Figura 3.1..

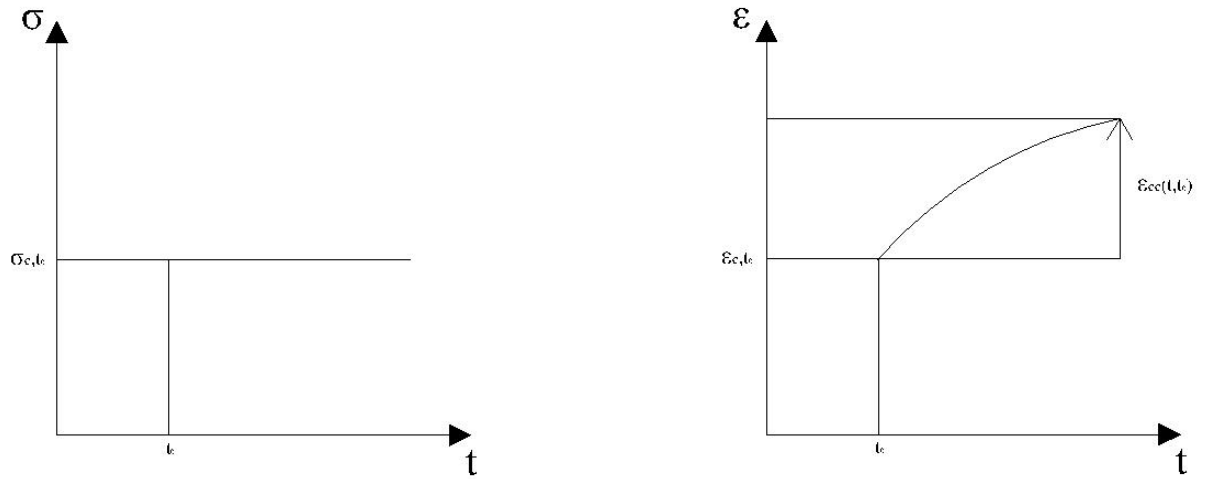


Fig.3.1. – Relação ε - t para uma tensão σ_0 aplicada no instante t_0 e constante ao longo do tempo

$$\varepsilon_c(t_0) = \frac{\sigma_{c,t_0}}{E_{c,t_0}} \quad (3.2.)$$

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_{c,t_0}}{E_{c,28}} \varphi_c(t, t_0) \quad (3.3.)$$

em que:

σ_{c,t_0}	tensão constante aplicada no instante t_0
E_{c,t_0}	módulo de elasticidade do betão para t_0 dias
$\varphi_c(t, t_0)$	coeficiente de fluência do betão na idade t com a aplicação da tensão na idade t_0

A expressão 3.3. pode ser ainda escrita da seguinte forma:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \sigma_{c,t_0} \left(\frac{1}{E_{c,0}} + \frac{\varphi_c(t, t_0)}{E_{c,28}} \right) \quad (3.4.)$$

O termo $\left(\frac{1}{E_{c,0}} + \frac{\varphi_c(t, t_0)}{E_{c,28}} \right)$ é habitualmente designado por função de fluência ($\phi(t, t_0)$).

3.2.1.2. Fluência sob tensão variável

Neste caso a tensão aplicada não é constante ao longo do tempo, como se pode ver na figura 3.2..

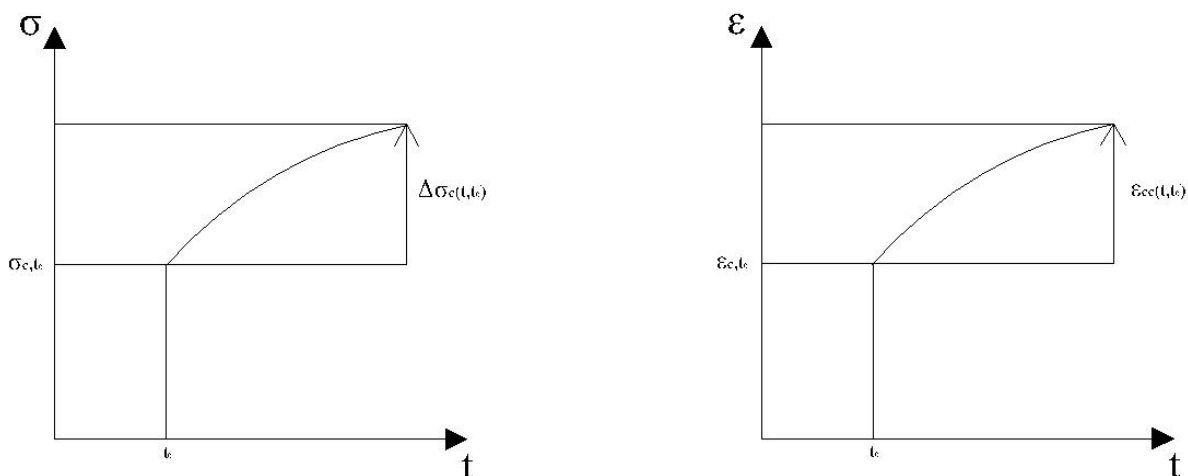


Fig.3.2. – Relação ε - t para uma tensão σ_0 aplicada no instante t_0 com variação ao longo do tempo

Se se admitir que o princípio da sobreposição dos efeitos de tensões aplicadas em instantes de tempo diferentes é válido, então podemos decompor a variação de tensão $\Delta\sigma_{c,ti}$ num somatório de n variações de tensão entre t e t_i , aplicadas em t_i e mantendo-se constantes entre t_i e t_{i+1} . Isto traduz-se na equação (3.5.)

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \sigma_{c,t_0} \cdot \frac{\varphi_c(t, t_0)}{E_{c,28}} + \sum_{i=1}^n \Delta\sigma_{c,t_i} \cdot \frac{\varphi_c(t, t_i)}{E_{c,28}} \quad (3.5.)$$

3.2.1.3. Modelo de fluência segundo o EC2

O EC2 define que a determinação do coeficiente de fluência pode ser feito de duas formas: graficamente ou analiticamente.

O método gráfico é o mais expedito, e dado que na maioria dos casos não é necessário conhecer com grande rigor o coeficiente de fluência ele é bastante adequado para o dimensionamento de edifícios e estruturas correntes. No entanto, este método conduz a resultados conservativos e apenas permite conhecer o valor da fluência para uma idade $t=\infty$.

O cálculo mais rigoroso da fluência vem no anexo B do EC2, permitindo obter resultados mais satisfatórios e conhecer a evolução da fluência com o tempo. Ele é calculado da seguinte forma:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3.6.)$$

sendo φ_0 o coeficiente nominal de fluência dado pela equação

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (3.7.)$$

e $\beta_c(t, t_0)$ um coeficiente que traduz a evolução da fluência com o tempo,

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (3.8.)$$

em que:

φ_{RH}	factor que considera a influência da humidade relativa
$\beta(f_{cm})$	factor que considera a influência da resistência do betão
$\beta(t_0)$	factor que considera a influência da idade do betão à data do carregamento
β_H	coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente

A principal diferença do modelo de fluência preconizado pelo EC2 face a outros é que ele contém três parâmetros (α_i) que dependem da resistência do betão, afectando o valor de φ_{RH} (α_1 , α_2) e de β_H (α_3).

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (3.9.)$$

em que:

f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
----------	---

3.2.1.4. Módulo de elasticidade equivalente

O processo do módulo de elasticidade equivalente permite obter uma estimativa da lei de evolução da tensão devido ao efeito da fluência do betão. Neste método admite-se que a variação de tensão no intervalo t e t_0 é tão pequena que se pode admitir nula. Esta hipótese significa que a tensão é constante no tempo e igual ao seu valor final.

O módulo de elasticidade equivalente é dado por:

$$E_{equiv} = \frac{E_{c,t_0}}{1 + \frac{E_{c,t_0}}{E_{c,28}} \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (3.10.)$$

Se admitirmos que $t_0=28$ dias (o que é usual) esta equação simplifica, obtendo-se a prevista pelo EC2, ou seja $\frac{E_{c,t_0}}{1 + \varphi(t, t_0)}$.

3.2.1.5. Coeficiente de homogeneização

A existência de materiais diferentes com propriedades diferentes em secções de pontes pré-fabricadas complica o cálculo da resistência da mesma e ainda a determinação dos diagramas de tensões e deslocamentos.

Para ultrapassar esta dificuldade, recorre-se a um coeficiente de homogeneização que permite determinar uma secção equivalente à constituída por vários materiais, secção esta que fica definida por um único material.

O coeficiente de homogeneização ($\alpha(t_0)$) é então:

$$\alpha(t_0) = \frac{E_i}{E_{c,t_0}} \quad (3.11.)$$

em que:

E_i módulo de elasticidade do material i a homogeneizar

Este coeficiente α é posteriormente utilizado para multiplicar pela área do elemento a homogeneizar.

3.2.2. RETRACÇÃO DO BETÃO

O processo de cura e endurecimento do betão provoca uma variação de volume do elemento ao longo do tempo, não sujeito a tensões exteriores e a temperatura constante, designado por retracção.

A retracção depende de vários factores, como a temperatura ambiente, a humidade relativa, consistência do betão e a geometria da peça (mais propriamente a relação entre a área da secção transversal e o perímetro de contacto com o ambiente). Podem referir-se quatro tipos de deformação por retracção:

- Retracção plástica - devido à evaporação de água à superfície quando o betão está no seu estado plástico, ou seja, antes de ocorrer a presa;
- Retracção autogénea - resulta da diminuição de volume durante a hidratação do cimento, sendo independente das condições de humidade;
- Retracção por secagem – produz-se por difusão da água para as faces expostas à secagem devido a um gradiente térmico entre o betão e meio ambiente;
- Retracção por carbonatação - causada pela reacção da pasta de cimento hidratado com o dióxido de carbono do ar na presença da humidade.

Pode-se ainda considerar mais um tipo de deformação por retracção, a retracção térmica, que não é mais do que a contracção do betão devido à dissipação das elevadas temperaturas geradas pela libertação do calor de hidratação [8].

3.2.2.1. Modelo de retracção segundo o EC2

O EC2 define que a extensão total de retracção, $\varepsilon_{cs}(t)$, é dada pela equação (3.12.).

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) \quad (3.12.)$$

sendo $\varepsilon_{cd}(t)$ a extensão de retracção por secagem dada por

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3.13.)$$

e $\varepsilon_{ca}(t)$ a extensão de retracção autogénea

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.14.)$$

em que:

$\beta_{ds}(t, t_s)$	função da evolução da retracção de secagem com o tempo
k_h	coeficiente que depende da espessura equivalente
$\varepsilon_{cd,0}$	valor final da retracção por secagem
$\beta_{as}(t)$	função da evolução da retracção autogénea com o tempo
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	retracção autogénea para $t=\infty$

Refira-se que o EC2 permite obter o valor de $\varepsilon_{cd,0}$ quer de forma expedita (mas menos rigorosa) através de uma tabela em que o mesmo valor depende apenas da humidade relativa e da tensão de rotura do betão ou então, como definido no seu anexo B, por forma de uma equação que considera esses mesmos dois factores e ainda o tipo de cimento utilizado.

3.3. ANÁLISE DOS EFEITOS DIFERIDOS EM TABULEIROS DE PONTES PRÉ-FABRICADAS

Agora que os fenómenos da fluência e retracção foram descritos, irá-se explicar a metodologia aplicada a secções constituídas por betões de idades diferente. Esta metodologia foi retirada de uma tese de mestrado [14] e um projecto de investigação [15], e adaptada para o âmbito deste trabalho, pelo que se vão referir os aspectos mais relevantes.

3.3.1. RELAÇÕES ESFORÇOS - DEFORMAÇÕES EM SECÇÕES COMPOSTAS

Quando existem secções constituídas por materiais de características diferentes é necessário recorrer a uma homogeneização da secção, utilizando para tal um módulo de elasticidade de referência E_{ref} . Habitualmente utiliza-se o módulo de elasticidade de um dos materiais, homogeneizando-se todos os outros para esse, mas este facto não é de carácter obrigatório. Desta forma, através do coeficiente de homogeneização, a secção é transformada numa secção equivalente homogénea sendo que todas as suas propriedades (área, inércia e centro de gravidade) são referidas à secção homogeneizada.

No entanto, ao longo do tempo a secção vai-se alterar, sendo necessário recalcular as suas propriedades em função do instante para o qual se pretende obter resultados. Isto pode ser evitado se se utilizar um sistema de eixos com origem no eixo de simetria da secção, cuja ordenada seja fixa ao longo do tempo, em vez do centro de gravidade da secção. Por facilidade numérica este ponto irá coincidir com

o centro de gravidade de uma das partes constituintes da secção, sendo que nesta metodologia o ponto de referência coincidirá com o centro de gravidade da secção da viga homogeneizada em t_0 .

Admitindo que o campo de deformações na secção varia linearmente a extensão (ε) em qualquer fibra da secção distanciada de uma distância y do ponto de referência será dado pela equação (3.15.).

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.15.)$$

em que:

ε_0 extensão ao nível do ponto de referência
 χ curvatura da secção

A tensão (σ) na fibra à distância y na qual se tem a extensão ε é calculada da seguinte forma:

$$\sigma = E_i \cdot (\varepsilon_0 + \chi \cdot y) \quad (3.16.)$$

em que:

E_i módulo de elasticidade do material i onde é calculada a extensão

Integrando as tensões em todas as partes que constituem a secção relativamente a um eixo que passe pelo ponto de referência obtêm-se os esforços axiais e momentos resultantes.

$$N = \int \sigma \, dA \quad (3.17.)$$

$$M = \int \sigma \cdot y \, dA \quad (3.18.)$$

Substituindo estas duas equações em (3.15.) e (3.16.) obtém-se:

$$N = \varepsilon_0 \sum_{i=1}^n E_i \int dA + \chi \sum_{i=1}^n E_i \int y \, dA \quad (3.19.)$$

$$M = \varepsilon_0 \sum_{i=1}^n E_i \int y \, dA + \chi \sum_{i=1}^n E_i \int y^2 \, dA \quad (3.20.)$$

em que n corresponde ao número de partes que constituem a secção.

Recorrendo às propriedades de secção homogeneizada, pode-se ainda reescrever estas equações substituindo $\sum_{i=1}^n E_i$ por apenas E_{ref} da seguinte forma:

$$N = E_{ref} \cdot (A \cdot \varepsilon_0 + S \cdot \chi) \quad (3.21.)$$

$$M = E_{ref} \cdot (S \cdot \varepsilon_0 + I \cdot \chi) \quad (3.22.)$$

em que:

A	área da secção homogeneizada
S	momento estático da secção homogeneizada
I	inércia da secção homogeneizada

É possível apresentar estas últimas equações na forma matricial:

$$\begin{bmatrix} N \\ M \end{bmatrix} = E_{ref} \cdot \begin{bmatrix} A & S \\ S & I \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_0 \\ \chi \end{bmatrix} \quad (3.23.)$$

ou ainda em função do campo de deformações:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_0 \\ \chi \end{bmatrix} = \frac{1}{E_{ref} \cdot (A \cdot I - S^2)} \begin{bmatrix} I & -S \\ -S & A \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N \\ M \end{bmatrix} \quad (3.24.)$$

3.3.2. ANÁLISE DOS EFEITOS DIFERIDOS AO NÍVEL DA SECÇÃO

3.3.2.1. Hipóteses

O método descrito aplica-se a situações de verificação de estados limites de serviço, sendo válido sob as seguintes hipóteses:

- A fluência e a retracção são independentes;
- A análise de tensões é realizada em comportamento elástico linear (não fendilhado);
- Admite-se uma relação linear entre a fluência e a tensão que a provoca;
- Admite-se válida a sobreposição de efeitos para acções que ocorrem em idades diferentes;
- Os efeitos não uniformes de temperatura ou humidade são desprezados.

3.3.2.2. Deformações em t_0 (Análise elástica)

O campo de deformações instantâneas no instante inicial t_0 é obtido através da equação (3.24.), considerando a secção homogeneizada e o valor do módulo de elasticidade nesse mesmo instante. No caso de secções pré-esforçadas os esforços iniciais devem incluir os esforços provocados pelo pré-esforço, pelo que se chega a (3.25.).

$$\begin{bmatrix} N \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N_{ap} - \sum P_i \\ M_{ap} - \sum P_i \cdot y_{Pi} \end{bmatrix} \quad (3.25.)$$

em que:

N_{ap}, M_{ap}	esforços devido às acções aplicadas na estrutura, excepto o pré-esforço
P_i	valor do pré-esforço aplicado à secção em cada nível i
y_{Pi}	distância das armaduras de pré-esforço no nível i ao ponto de referência

Em cada fibra da secção as deformações e tensões no elemento de betão são dadas por:

$$\varepsilon_c(t_0) = \varepsilon_0(t_0) + \chi(t_0) \cdot y \quad (3.26.)$$

$$\sigma_c(t_0) = E_c(t_0) \cdot (\varepsilon_0(t_0) + \chi(t_0) \cdot y) \quad (3.27.)$$

Nas armaduras ordinárias o cálculo da tensão é realizado de forma similar:

$$\sigma_s(t_0) = E_s(t_0) \cdot (\varepsilon_0(t_0) + \chi(t_0) \cdot y) \quad (3.28.)$$

No caso das armaduras de pré-esforço deve-se adicionar a tensão inicial de pré-esforço (σ_{p0})

$$\sigma_p(t_0) = \sigma_{p0} + E_p(t_0) \cdot (\varepsilon_0(t_0) + \chi(t_0) \cdot y) \quad (3.29.)$$

O segundo termo da equação (3.29.) representa as perdas de tensão nas armaduras de pré-esforço por deformação instantânea do betão.

No caso de armaduras de pré-esforço pós-tensionadas, não existe este segundo termo da equação pois a tensão no aço antes e após a transferência é igual.

$$\sigma_p(t_0) = \sigma_{p0} \quad (3.30.)$$

devendo σ_{p0} incluir as perdas por atrito e por reentrada de cunhas.

3.3.2.3. Deformações entre t_0 e t

Em secções constituídas por uma viga pré-fabricada, onde se conhece o campo de deformações e tensões iniciais resultante da aplicação das acções, e por uma laje betonada posteriormente a fluência, retracção e a relaxação das armaduras de pré-esforço provocam uma redistribuição de tensões entre os diversos materiais que constituem a secção. Na laje, numa situação inicial, o campo de tensões é nulo.

A variação no campo de deformações da secção viga-laje é artificialmente restringida pela aplicação de um esforço normal (ΔN) e um momento flector (ΔM), aplicados num ponto de referência. Estes esforços fictícios aplicados à secção inicial são anulados através da aplicação de esforços de igual intensidade mas sinal oposto, resultando em:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_0 \\ \chi \end{bmatrix} = \frac{1}{E_{ref} \cdot (A \cdot I - S^2)} \begin{bmatrix} I & -S \\ -S & A \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -\Delta N \\ -\Delta M \end{bmatrix} \quad (3.31.)$$

Como referido em 3.3.1. as propriedades da secção devem ser calculadas através de uma homogeneização prévia, sendo que neste processo de cálculo a homogeneização foi feita para o betão utilizado na secção da viga.

Os esforços a aplicar à secção correspondem à soma de três parcelas:

$$\begin{bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{bmatrix}_{fluência} + \begin{bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{bmatrix}_{retracção} + \begin{bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{bmatrix}_{relaxação} \quad (3.32.)$$

Na primeira parcela, referente à fluência, os esforços de fixação que impedem a livre deformação no intervalo de tempo $[t_0, t]$ são os seguintes:

$$\begin{bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{bmatrix}_{fluência} = - \sum_{i=1}^{n^{º}elem.betão} \left(E_c(t, t_0) \cdot \varphi_c(t, t_0) \cdot \begin{bmatrix} A_c & S_c \\ S_c & I_c \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_0(t_0) \\ \chi(t_0) \end{bmatrix} \right) \quad (3.33.)$$

em que:

$E_c(t, t_0)$	módulo de elasticidade ajustado para cada elemento de betão no intervalo de tempo $[t_0, t]$
$\varphi_c(t, t_0)$	coeficiente de fluência para cada elemento de betão no intervalo $[t_0, t]$
$\varepsilon_0(t_0)$	extensão média da secção no instante inicial t_0
$\chi(t_0)$	curvatura da secção no instante inicial t_0

Em relação à retracção têm-se os seguintes esforços de fixação:

$$\begin{bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{bmatrix}_{retracção} = - \sum_{i=1}^{n^{º}elem.betão} \left(E_c(t, t_0) \cdot \varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot \begin{bmatrix} A_c & S_c \\ S_c & I_c \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_0(t_0) \\ \chi(t_0) \end{bmatrix} \right) \quad (3.34.)$$

em que:

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ extensão de retracção no intervalo $[t_0, t]$ para cada elemento de betão

As tensões que se geram no betão para impedir a deformação por fluência e retracção serão as dadas pela equação (3.35.) que se apresenta de seguida.

$$\sigma_{fix} = -E_c(t, t_0) \cdot [\varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_c(t, t_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_0)] \quad (3.35.)$$

Apresentam-se agora os esforços de fixação com origem na relaxação das armaduras de pré-esforço:

$$\begin{bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{bmatrix}_{relaxação} = \sum_{i=1}^{n^{º}niveisPe} \left\{ \begin{matrix} A_p \cdot \Delta \sigma_{pr} \\ A_p \cdot y_p \cdot \Delta \sigma_{pr} \end{matrix} \right\} \quad (3.36.)$$

em que:

A_p área de armaduras de pré-esforço em cada nível i
 $\Delta \sigma_{pr}$ valor da relaxação no intervalo de tempo $[t_0, t]$

Para qualquer instante no intervalo $[t_0, t]$ a variação de tensões internas na secção é pelas equações (3.37.), (3.38.) e (3.39.) para o betão, armaduras ordinárias e armaduras de pré-esforço, respectivamente.

$$\Delta \sigma_c = \sigma_{fix} + E_c(t, t_0)(\Delta \varepsilon_0 + y \cdot \Delta \chi) \quad (3.37.)$$

$$\Delta \sigma_s = E_s(\Delta \varepsilon_0 + y_s \cdot \Delta \chi) \quad (3.38.)$$

$$\Delta \sigma_p = \Delta \sigma_{pr} + E_p(\Delta \varepsilon_0 + y_p \cdot \Delta \chi) \quad (3.39.)$$

O problema foi abordado isolando os efeitos da fluência na distribuição de esforços e de tensões devidas ao peso-próprio, pré-esforço e retracção diferencial como se estes actuassem de forma independente uns dos outros, e admitindo válido o Princípio da Sobreposição de Efeitos. Desta forma é possível a análise distinta de cada um e dos efeitos provocados por cada acção, ao longo do tempo.

O inconveniente desta consideração individual de cada acção é o facto do campo de deformações devido ao pré-esforço não ser afectado pelos outros campos de deformação das restantes acções, isto porque as perdas de tensão nas armaduras de pré-esforço dependem do nível de tensão na secção. Assim sendo, em todo o rigor o Princípio da Sobreposição de Efeitos (que é a base desta metodologia) não é válido para a análise dos efeitos de relaxação das armaduras de pré-esforço. No entanto considerando a importância relativa desta relaxação face aos efeitos diferidos é usual considerar esta aproximação. Nesta análise as perdas de pré-esforço são estimadas calculando separadamente a variação de

tensão que ocorre nas armaduras de pré-esforço devido a cada acção, somando-se todos os valores no final.

3.3.3. ANÁLISE DOS EFEITOS DIFERIDOS EM ESTRUTURAS HIPERESTÁTICAS

Em estruturas hiperestáticas, realizadas por fases, é necessário calcular a redistribuição de esforços que ocorre devido ao efeito da fluência. O cálculo desta redistribuição pode ser realizado, de forma aproximada, independentemente da evolução da secção ao longo do tempo.

No tipo de estruturas em estudo, constituídas por vigas pré-fabricadas e uma laje betonada *in situ*, o coeficiente de fluência que se utiliza nos cálculos deverá ser calculado com base nas propriedades da secção da viga, devendo os elementos estruturais ser modelados com as propriedades da secção final homogeneizada em módulos de elasticidade ajustados.

Os esforços provocados devido à fluência podem então ser calculados recorrendo à formulação do método das forças, da seguinte forma:

$$F_{eq} \cdot X(t_0) + F_{aj} \cdot \Delta X(t) + u_0(t) = 0 \quad (3.40.)$$

em que:

F_{eq}	matriz de flexibilidade equivalente
F_{aj}	matriz de flexibilidade ajustada
$\Delta X(t)$	vector de esforços elásticos
$u_0(t)$	vector de deformações generalizadas no sistema base

No entanto, dado o âmbito deste trabalho, não se explica a dedução da aplicação do método das forças, mas antes os resultados que se obtêm e que têm aplicabilidade no modelo.

Em modelos de viga contínua (pontes sem ligação monolítica nos pilares e encontros) a deformação que ocorre por efeito destes esforços (desprezando a contribuição das armaduras) resume-se à curvatura da secção, dado que a extensão axial não provoca esforços no tabuleiro.

No caso do peso próprio e pré-esforço com traçado parabólico (com ancoragens no centro de gravidade da secção) é possível calcular as cargas equivalentes uniformemente distribuídas em cada vão, através da relação entre momentos calculados numa viga simplesmente apoiada. Para a secção de meio vão tem-se:

$$q^{fix} = \frac{8\Delta M}{L^2} \quad (3.41.)$$

em que:

ΔM	variação de momento flector na secção associado à variação de curvatura por efeito de fluência
L	vão da viga simplesmente apoiada

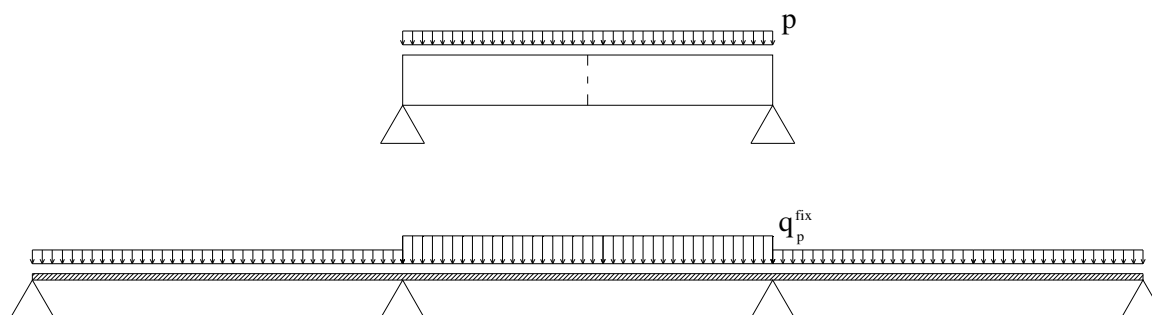


Fig.3.3. – Distribuição da carga equivalente para o cálculo dos efeitos hiperestáticos de acções uniformemente distribuídas em cada vão – exemplo peso próprio

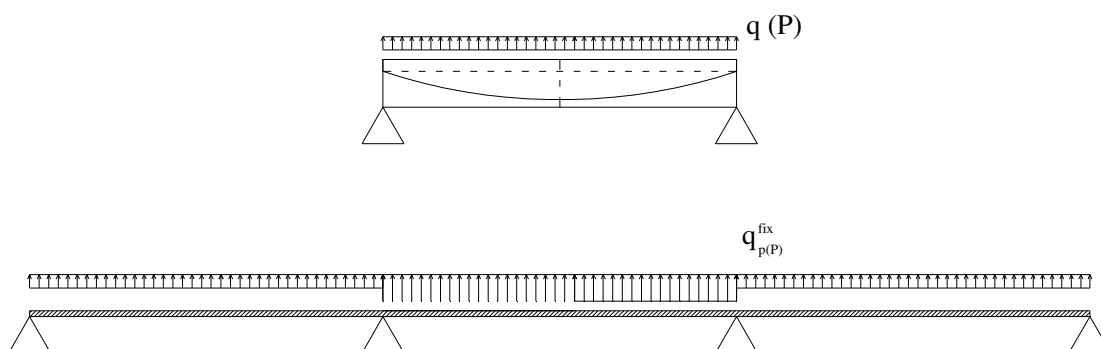


Fig.3.4. – Distribuição da carga equivalente para o cálculo dos efeitos hiperestáticos de acções uniformemente distribuídas em cada vão – exemplo pré-esforço com traçado hiperbólico

Refira-se que para o caso do pré-esforço com traçado parabólico, a curvatura associada à fluência varia ao longo do comprimento devido à mudança da ordenada do pré-esforço, pelo que esta aproximação conduz a maiores erros nos resultados obtidos.

Quando a excentricidade dos cabos nas excentricidades das vigas provocar momentos isostáticos na secção viga+laje será necessário adicionar as cargas equivalentes correspondentes. No caso de pré-esforço com traçado recto (típico da pré-tensão) a curvatura é constante ao longo da viga pelo que bastará aplicar momentos concentrados nas extremidades.

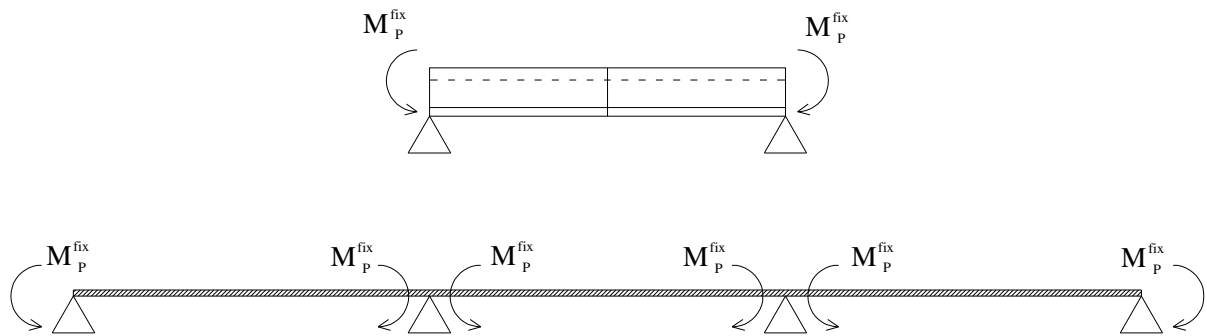


Fig.3.5. – Distribuição das cargas equivalente para o cálculo dos efeitos hiperestáticos de acções constantes em cada vão – exemplo para pré-esforço com traçado recto

O mesmo pode ser feito para o caso da retracção, já que a sua curvatura é também constante ao longo da viga.

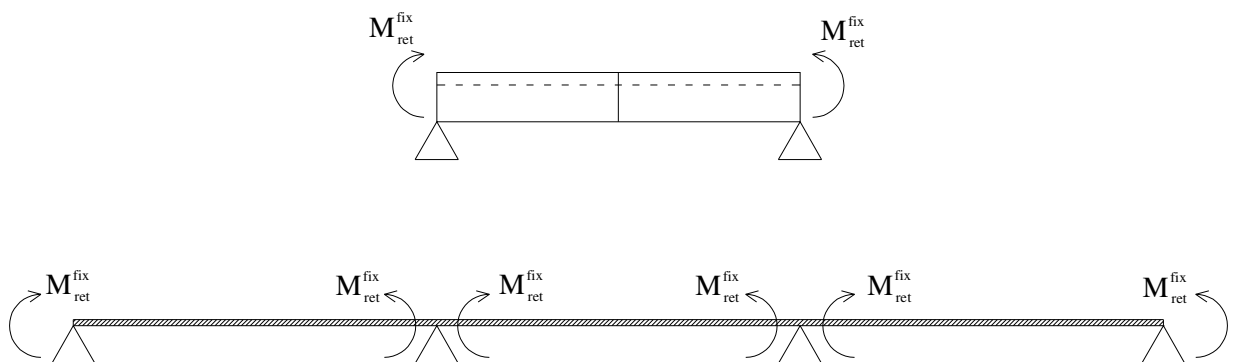


Fig.3.6. – Distribuição das cargas equivalente para o cálculo dos efeitos hiperestáticos de acções constantes em cada vão – exemplo para a retracção diferencial

É ainda possível simular diferentes extensões de retracção ao longo de cada viga e diferentes valores de pré-esforço (realizados por impedimento da aderência dos cordões ao betão) aplicando momentos concentrados nas secções de transição.

Este processo repete-se para cada vão, calculando os esforços de fixação em sistemas isostáticos.

Neste método as seguintes simplificações foram assumidas:

- Análise do peso próprio – o peso da secção é constante em cada vão;
- Análise do pré-esforço com traçado parabólico – despreza-se a variação de força de pré-esforço ao longo de cada vão, a diferente curvatura associada à fluência devido à alteração da excentricidade do cabo;
- Todas as secções são afectadas pela fluência e retracção de forma igual;
- As perdas instantâneas de pré-esforço são constantes ao longo de cada vão.

Este raciocínio é válido apenas para vigas de secção transversal constante em toda a sua extensão, pelo que nos casos em que esta secção seja variável não é possível recorrer a esta simplificação. Nestes casos particulares para considerar o efeito da mudança de secção e consequente da inércia da peça ao longo do seu comprimento pode-se optar, por exemplo, pelo método dos coeficientes de influência [16].

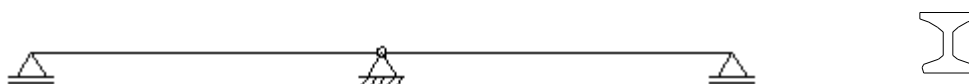
3.4. APLICAÇÃO DA METODOLOGIA DE DIMENSIONAMENTO CONSIDERANDO OS EFEITOS DIFERIDOS

3.4.1. MODELO DE CÁLCULO E FASEAMENTO CONSTRUTIVO UTILIZADO

Para uma melhor compreensão da metodologia explicada nos precedentes sub-capítulos, a mesma irá ser aplicada a uma situação concreta, recorrendo-se a um modelo estrutural com elementos finitos de barra. No próximo capítulo este mesmo método será aplicado ao caso prático em estudo e os respectivos resultados apresentados.

O faseamento das operações de construção considerado foi o seguinte:

Fase 1 – Colocação das vigas pré-fabricadas e pré-tensionadas



Fase 2 – Betonagem da carlinga e parte da laje, introduzindo a continuidade na estrutura



Fase 3 – Betonagem da laje



As restantes acções (sobrecargas) são aplicadas já sobre a estrutura final contínua, pelo que os seus efeitos podem ser determinados recorrendo aos métodos de cálculo convencionais.

3.4.2. EFEITO DA FLUÊNCIA NA REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS E TENSÕES

A fluência do betão afecta o campo de deformações a que a estrutura está sujeita, alterando a distribuição de tensões e esforços. Neste estudo, como referido anteriormente, considera-se o efeito da fluência nas acções de carácter permanente que foram aplicadas num sistema estático distinto do sistema estático final. As restantes cargas para além do peso próprio e do pré-esforço serão ignoradas por solicitarem a estrutura numa fase em que o sistema estrutural é já o definitivo.

A análise irá ser feita para cada acção, assumindo casos particulares para permitir uma melhor compreensão do tipo de cálculos envolvidos. Sublinhe-se que não foram contabilizadas as armaduras no

cálculo das propriedades da secção nem o seu efeito de restrição nas deformações ao nível da secção. Ao longo deste processo de cálculo o eixo de referência utilizado para o cálculo das propriedades da secção será o do centro de gravidade.

Geralmente a verificação de segurança das estruturas é condicionada pela verificação das secções críticas. Assim sendo, deve-se analisar a secção de meio vão e a secção sobre o apoio. No entanto, para evitar uma exposição demasiado longa e repetitiva apenas se efectua o estudo de secção a meio vão. No entanto no próximo capítulo, no estudo do caso prático, serão estudadas ambas as secções.

3.4.2.1. Efeito da fluência na análise do peso próprio da viga

Utilizando os esforços elásticos retirados do modelo de viga simplesmente apoiada sujeita unicamente ao seu peso próprio, os diagramas de deformação e tensão obtidos são os seguintes:



Fig.3.7. – Diagrama de deformação (ϵ) e de tensão (σ) na secção para a acção do peso próprio. Variação de deformação $\Delta\chi(t, t_0)$

Se a secção fosse composta apenas pela secção da viga a variação de curvatura devido ao efeito da fluência seria o dado pela equação (3.42.).

$$\Delta\chi(t, t_0) = \chi(t_0) \cdot \varphi_{viga}(t, t_0) \quad (3.42.)$$

em que:

$\Delta\chi(t, t_0)$	variação de curvatura da secção no intervalo $[t, t_0]$ devida à fluência
$\chi(t_0)$	curvatura inicial da secção
$\varphi_{viga}(t, t_0)$	coeficiente de fluência da viga no intervalo de tempo $[t, t_0]$

A existência da laje impede este acréscimo de deformação por efeito de fluência, podendo ser analisado este impedimento através da aplicação de um momento de fixação à secção da viga.

$$\Delta M = M(t_0) \cdot \frac{\varphi_{viga}(t, t_0)}{1 + \chi(t, t_0) \cdot \varphi_{viga}(t, t_0)} \quad (3.43.)$$

em que:

ΔM	momento de fixação que anula a curvatura de fluência
$M(t_0)$	momento flector devido ao peso próprio, calculado no sistema inicial

As tensões na secção da viga devido ao momento de fixação são dadas por:

$$\sigma_{viga}^{sup} = \frac{\Delta M}{W_{viga}^{sup}} \quad \sigma_{viga}^{inf} = \frac{\Delta M}{W_{viga}^{inf}} \quad (3.44.)$$

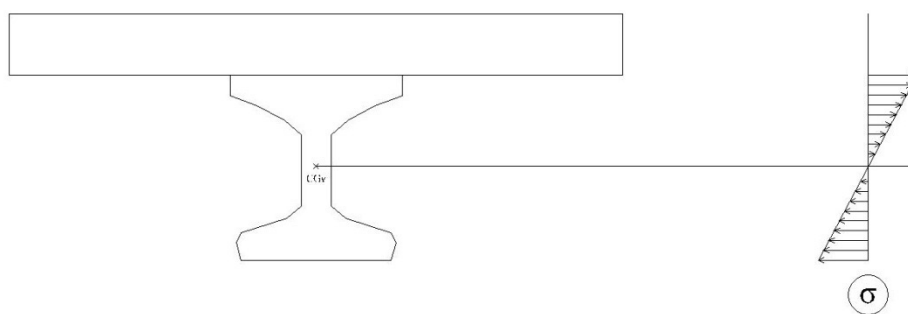


Fig.3.8. – Diagrama de tensão (σ) na secção da viga correspondente à aplicação do momento de fixação

Como a fluência é uma deformação imposta, o momento de fixação não corresponde a nenhuma acção aplicada sobre a estrutura pelo que o seu efeito deve ser equilibrado através da aplicação de um momento flector de igual intensidade e sinal contrário, aplicado à secção final.

$$\sigma_{laje}^{sup} = \frac{-\Delta M}{W_{secção}^{sup}} \quad \sigma_{laje}^{inf} = \frac{-\Delta M}{W_{secção}^{inf}} \quad (3.45.)$$

$$\sigma_{viga}^{sup} = \frac{-\Delta M}{W_{secção}^{inf}} \quad \sigma_{viga}^{inf} = \frac{-\Delta M}{W_{secção}^{sup}} \quad (3.46.)$$

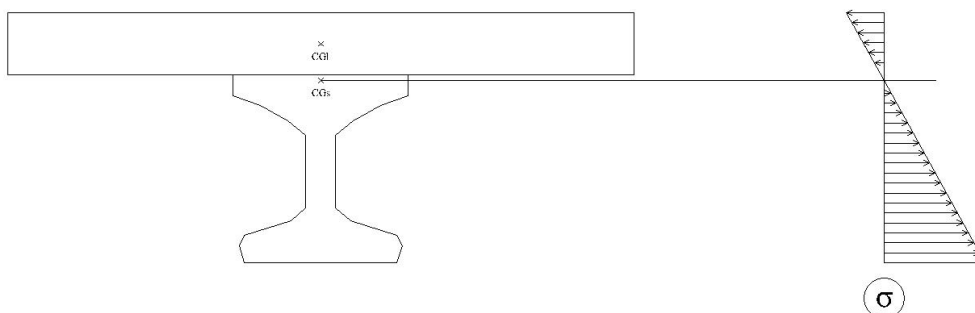


Fig.3.9. – Diagrama de tensão (σ) na secção final laje+viga correspondente à aplicação do momento de fixação

As propriedades da secção devem ser calculadas depois de se efectuar a homogeneização da secção (como descrito em 3.2.1.5.), já que é composta por betões com características diferentes.

A introdução da continuidade sobre os apoios devido à betonagem da carlinga torna a estrutura até agora de carácter isostático numa estrutura hiperestática. Ocorrendo a deformação por fluência ao longo do tempo, o acréscimo de deformação do elemento após o fecho dá-se já em estrutura contínua, introduzindo esforços hiperestáticos que originam tensões ao nível da secção. A distribuição de momentos hiperestáticos na estrutura está representada na próxima figura.

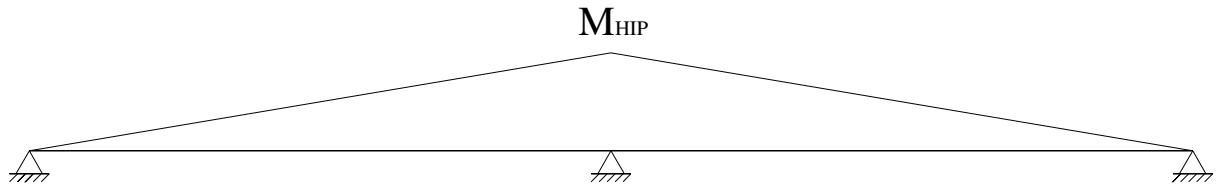


Fig.3.10. – Diagrama de momento flector hiperestático devido ao efeito de fluência na acção do peso próprio

Somando todos os diagramas até agora obtidos chega-se ao diagrama de tensões na idade t , tendo ainda que afectar as tensões obtidas para a laje pelo coeficiente de homogeneização da secção ($\alpha(t, t_0)$).

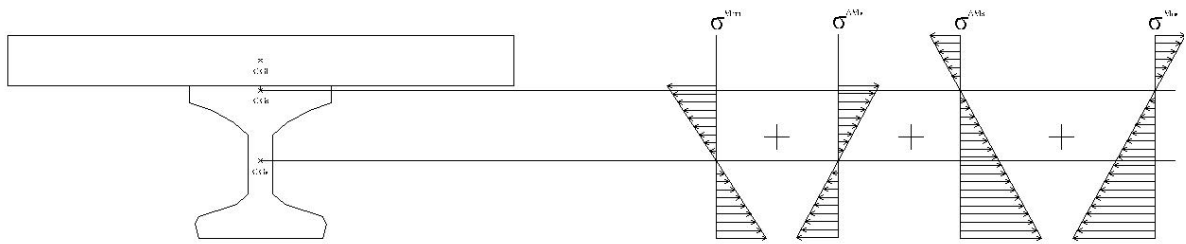


Fig.3.11. – Diagramas de tensão (σ) na secção final correspondente às diversas fases de cálculo

3.4.2.2. Efeito da fluência na análise do peso próprio da laje

O efeito do peso próprio da laje assume uma interessante particularidade, que não deve ser esquecida nesta análise. Devido ao facto de este elemento ser betonado já depois de a estrutura ser contínua em todo o seu comprimento, não vão ocorrer redistribuições de esforços por alteração do sistema estático, como acontece no caso anterior do efeito do peso próprio da viga.

Inicialmente o peso próprio da laje irá gerar esforços unicamente na secção da viga (já que laje ainda não possui capacidade resistente) e quando a laje assumir rigidez necessária (depois de finalizada a sua cura) por acção da fluência os esforços vão se redistribuir para a secção final. A tensão instalada na secção final pode ser calculada através da fórmula de seguida apresentada.

$$\sigma_{final}(t) = \sigma_{viga}(t_0) + (\sigma_{final}(t_0) - \sigma_{viga}(t_0)) \cdot \frac{\varphi_{viga}(t, t_0)}{1 + \chi(t, t_0) \cdot \varphi_{viga}(t, t_0)} \quad (3.47.)$$

em que:

σ_{final}	tensão na secção final
σ_{viga}	tensão na secção da viga

3.4.2.3. Efeito da fluência na análise do pré-esforço

A redistribuição de esforços por acção do pré-esforço devida à alteração do sistema estático por efeito da fluência pode ser realizada de forma semelhante ao efectuado para a acção do peso próprio. Sublinhe-se que a aproximação aqui é maior, pois para além ser importante considerar a existência de armaduras de pré-esforço na secção o valor da força de pré-esforço é afectada pela deformação da secção e como tal depende da força de puxe inicial e da deformação ao nível das armaduras de pré-esforço provocada pelo pré-esforço e pelas restantes acções permanentes [14].

No entanto, como ilustração do princípio do método utilizado, na análise será apresentada a descrição abreviada do processo que foi descrito na análise do peso próprio.

O campo de deformações do pré-esforço, referido ao centro de gravidade da viga, é composto por uma extensão média (associada ao esforço normal) e por uma curvatura (associada ao momento flector). Estes podem ser calculados através de:

$$\Delta\chi(t, t_0) = \chi(t_0) \cdot \varphi_{viga}(t, t_0) \quad (3.48.)$$

$$\Delta\varepsilon(t, t_0) = \varepsilon(t_0) \cdot \varphi_{viga}(t, t_0) \quad (3.49.)$$

em que:

$\Delta\chi(t, t_0)$	variação de curvatura da secção no intervalo $[t_0, t]$
$\Delta\varepsilon(t, t_0)$	variação de extensão média da secção no intervalo $[t_0, t]$
$\chi(t_0)$	curvatura inicial da secção
$\varepsilon(t_0)$	extensão média inicial da secção

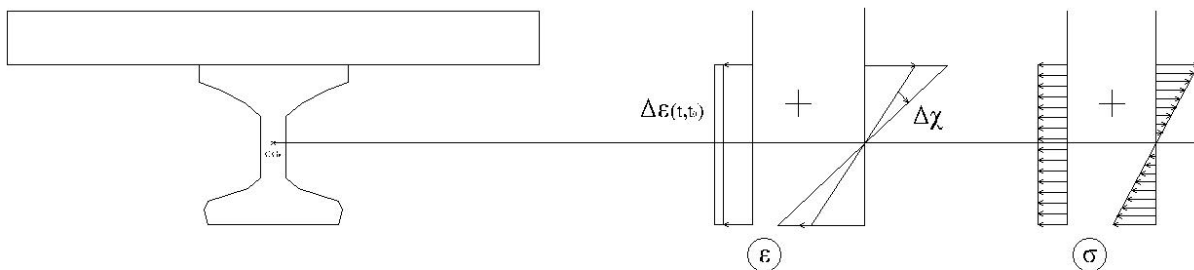


Fig.3.12. – Diagrama de deformação (ε) e de tensão (σ) na secção para a acção do pré-esforço. Variação de deformação por efeito da fluência

Os esforços de fixação que impedem a deformação por fluência são os seguintes:

$$\Delta M = M(t_0) \cdot \frac{\varphi_{viga}(t, t_0)}{1 + \chi(t, t_0) \cdot \varphi_{viga}(t, t_0)} \quad (3.50.)$$

$$\Delta N = N(t_0) \cdot \frac{\varphi_{viga}(t, t_0)}{1 + \chi(t, t_0) \cdot \varphi_{viga}(t, t_0)} \quad (3.51.)$$

em que:

$M(t_0)$ momento flector devido ao pré-esforço

$N(t_0)$ esforço normal devido ao pré-esforço

Obtendo-se as tensões correspondentes através de:

$$\sigma_{viga}^{sup} = \frac{\Delta N}{A_{viga}} - \frac{\Delta M}{W_{viga}^{sup}} \quad \sigma_{viga}^{inf} = \frac{\Delta N}{A_{viga}} + \frac{\Delta M}{W_{viga}^{inf}} \quad (3.52.)$$

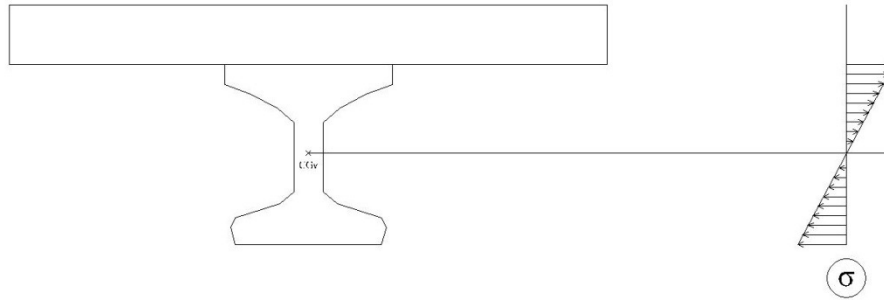


Fig.3.13. – Diagrama de tensão (σ) na secção da viga correspondente à aplicação dos esforços de fixação

Aplicam-se agora os esforços de fixação (com sinal contrário) à secção total homogeneizada, obtendo-se novos diagramas de tensões.

$$\sigma_{laje}^{sup} = -\frac{\Delta N}{A_{secção}} + \frac{\Delta M + \Delta M'}{W_{secção}^{sup}} \quad \sigma_{laje}^{inf} = -\frac{\Delta N}{A_{secção}} + \frac{\Delta M + \Delta M'}{W_{secção}^{inf}} \quad (3.53.)$$

$$\sigma_{viga}^{sup} = -\frac{\Delta N}{A_{secção}} + \frac{\Delta M + \Delta M'}{W_{secção}^{inf}} \quad \sigma_{viga}^{inf} = -\frac{\Delta N}{A_{secção}} - \frac{\Delta M + \Delta M'}{W_{secção}^{sup}} \quad (3.54.)$$

em que $\Delta M'$ corresponde ao momento flector adicional resultante da alteração do centro de gravidade da secção de cálculo, podendo ser obtido através da multiplicação do esforço normal pela diferença de ordenadas dos centros de gravidade.

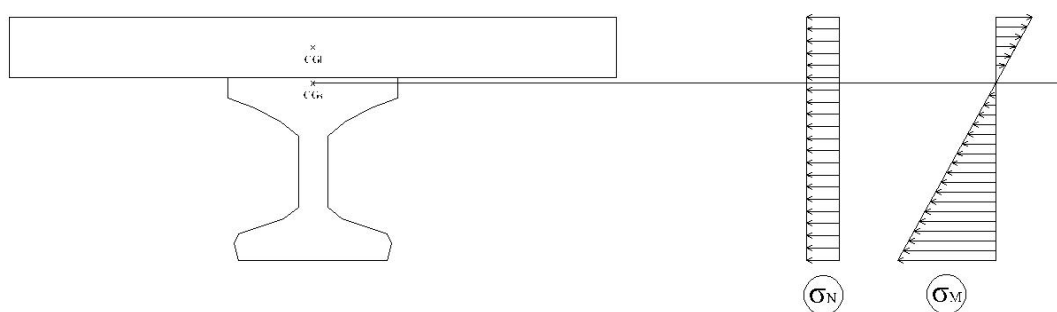


Fig.3.14. – Diagrama de tensão (σ) na secção final correspondente à aplicação do momento de fixação

Os esforços introduzidos na estrutura devido à alteração do sistema estático podem ser calculados de forma semelhante ao referido para o caso do peso próprio.

Tendo todas as parcelas calculadas, obtêm-se as tensões finais para o instante t através da soma das tensões obtidas em cada passo, como efectuado no sub-capítulo anterior.

3.4.3. EFEITO ISOLADO DA RETRACÇÃO DIFERENCIAL ENTRE A LAJE E A VIGA

Tipicamente quando se recorrem a vigas pré-fabricadas em pontes, a laje é betonada numa fase posterior. Assim, quando a laje adquire resistência a secção transversal altera-se, ficando a secção constituída por betões de idades (e possivelmente características mecânicas) diferentes.

As diferenças nas características geométricas (diferentes espessuras equivalentes) e na idade dos betões que constituem as partes da secção provocam extensões de retracção distintas na laje e na viga. Esta retracção diferencial entre a laje e a viga provoca redistribuições internas na secção e, dado o carácter hiperestático da estrutura, redistribuições de esforços na estrutura. Como a laje é betonada numa fase posterior ocorrem retracções maiores nela do que na viga, introduzindo uma curvatura positiva na secção.

Se o elemento da viga pudesse deformar-se livremente a integração das curvaturas provocaria uma deformada côncava:

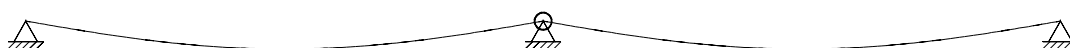


Fig.3.15. – Deformada devida à retracção diferencial no sistema isostático

Como a estrutura é hiperestática desenvolvem-se esforços de fixação que tendem a impedir a livre deformação da peça, como representado na figura 3.16..

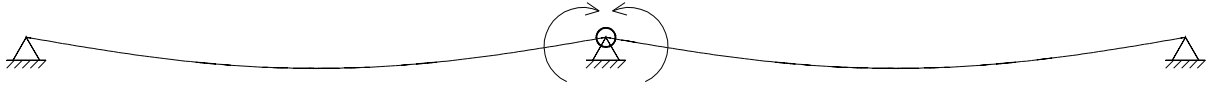


Fig.3.16. – Esforços de fixação que compatibilizam a rotação sobre o apoio

A redistribuição de tensões na secção devido ao efeito da retracção diferencial pode ser calculada admitindo que o encurtamento relativo da laje em relação à viga está impedido.

Assumindo que a retracção provoca uma deformação axial uniforme na peça desenvolver-se-iam tensões de tracção uniformes em toda a espessura da laje.

$$\sigma^{laje} = E_c^{laje} \cdot \Delta \epsilon_{cs}(t, t_0) \quad (3.55.)$$

em que:

$\Delta \epsilon_{cs}(t, t_0)$ diferença entre as extensões de retracção calculadas para a secção da viga e da laje como se estas estivessem isoladas

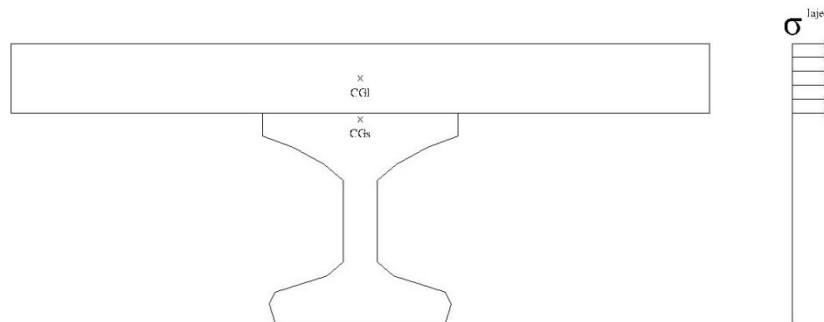


Fig.3.17. – Tensões de tracção aplicadas na laje para simular a retracção diferencial

A resultante destas tensões corresponde a um esforço axial de tracção aplicado ao nível do centro de gravidade da laje dado por:

$$N = \sigma^{laje} \cdot A^{laje} \quad (3.56.)$$

Como a retracção do betão corresponde a uma deformação imposta, a resultante de esforços ao nível da secção é nula, pelo que é necessário aplicar um esforço com igual intensidade e sentido contrário (compressão) na secção composta para anular o esforço de tracção imposto pela laje.

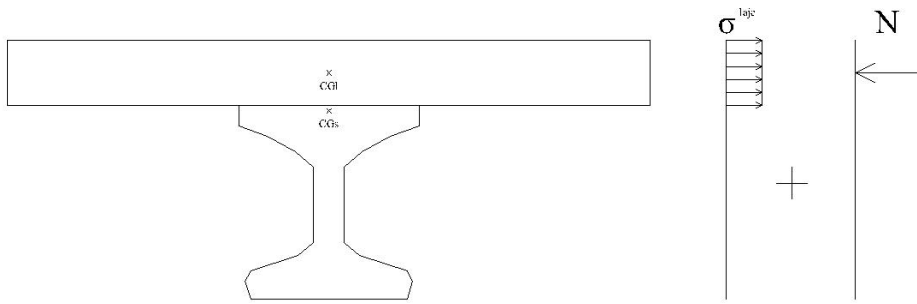


Fig.3.18. – Esforço normal de compressão aplicado à secção total para equilibrar a resultante de tensões na laje

Referindo os esforços ao centro de gravidade da secção composta (calculado considerando a secção homogeneizada) o esforço normal de compressão aplicado ao nível do centro de gravidade da laje é equivalente a um esforço axial e a um momento flector positivo.

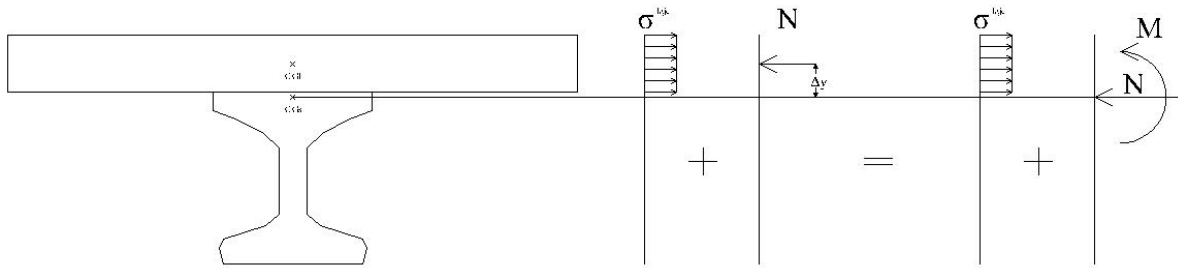


Fig.3.19. – Esforços equivalentes ao esforço normal de fixação das tensões na laje aplicados no centro de gravidade da secção composta

O valor do momento flector é obtido fazendo:

$$M = N \cdot \Delta y \quad (3.57.)$$

em que:

Δy diferença de ordenadas do centro de gravidade da secção composta e da laje

A estes esforços correspondem tensões na secção dadas por:

$$\sigma_{laje}^{sup} = \frac{N}{A_{secção}} + \frac{M}{W_{secção}^{sup}} \quad \sigma_{laje}^{inf} = \frac{N}{A_{secção}} + \frac{M}{W_{secção}^{interf}} \quad (3.58.)$$

$$\sigma_{viga}^{sup} = \frac{N}{A_{secção}} + \frac{M}{W_{secção}^{interf}} \quad \sigma_{viga}^{inf} = -\frac{N}{A_{secção}} - \frac{M}{W_{secção}^{inf}} \quad (3.59.)$$

O momento flector calculado é responsável pela curvatura associada ao efeito da retracção ao nível da secção. Admitindo que todas as secções da viga sofrem a mesma deformação, o diagrama de momentos flectores é constante no comprimento da viga.

Os efeitos de retracção são também afectados pela fluência do betão, pelo que as tensões calculadas por este processo referem-se ao valor elástico da distribuição de tensões devidas à retracção do betão. Para tal recorre-se ao método do módulo de elasticidade ajustado, à semelhança do que foi efectuado no caso do peso próprio e do pré-esforço.

$$\sigma^{laje} = \frac{E_c^{laje}}{1 + \chi(t, t_0) \cdot \varphi_{laje}(t, t_0)} \cdot \varepsilon_{cs}(t, t_0) \quad (3.60.)$$

Todo o restante processo descrito é válido, devendo as propriedades da secção final serem calculadas com os módulos de elasticidade ajustados.

Para o cálculo dos esforços hiperestáticos devidos à introdução da continuidade do apoio pode recorrer-se aos métodos descritos no sub-capítulo 3.3.3.. O diagrama de momentos hiperestáticos associado à retracção diferencial entre a laje e a viga tem a seguinte forma:

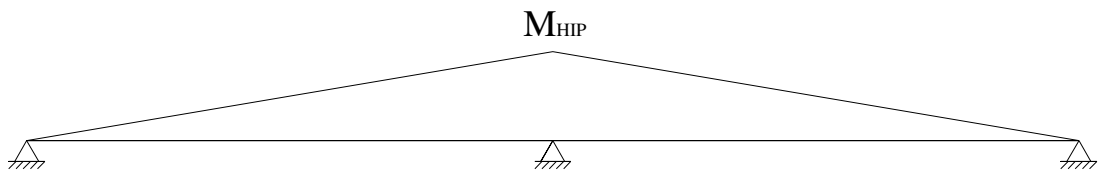


Fig.3.20. – Diagrama de momentos flectores hiperestáticos devidos à retracção diferencial

O estado de tensão final corresponde à soma dos diversos diagramas tal como representado na próxima figura.

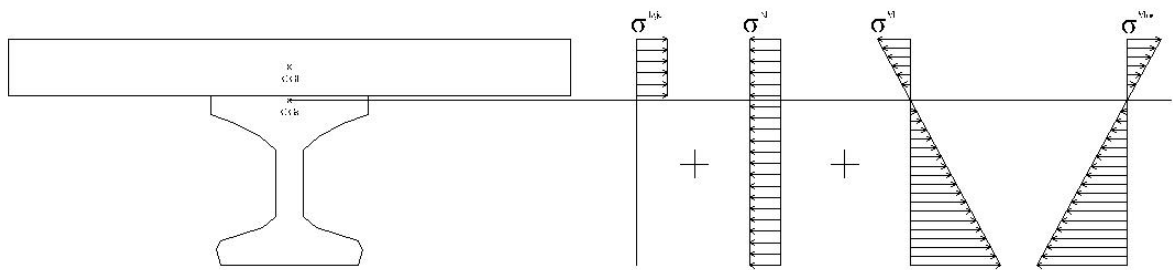


Fig.3.21. – Diagramas de tensões devidos à retracção diferencial para as diversas fases de cálculo

Concluída a explicação de toda a metodologia, no próximo capítulo procede-se à aplicação de todos os processos aqui descritos num caso prático do dimensionamento de um tabuleiro de uma ponte pré-fabricada.

4

ESTUDO DE UM CASO PRÁTICO

4.1. MODELO DE CÁLCULO E FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Para uma facilidade de exposição e compreensão do método tratado no capítulo anterior ele será aplicado a uma situação concreta. Este estudo baseou-se num tabuleiro de uma ponte com um vão de 30 m e largura de 10 m, suportada pelos encontros em cada extremidade e dois pilares centrais.

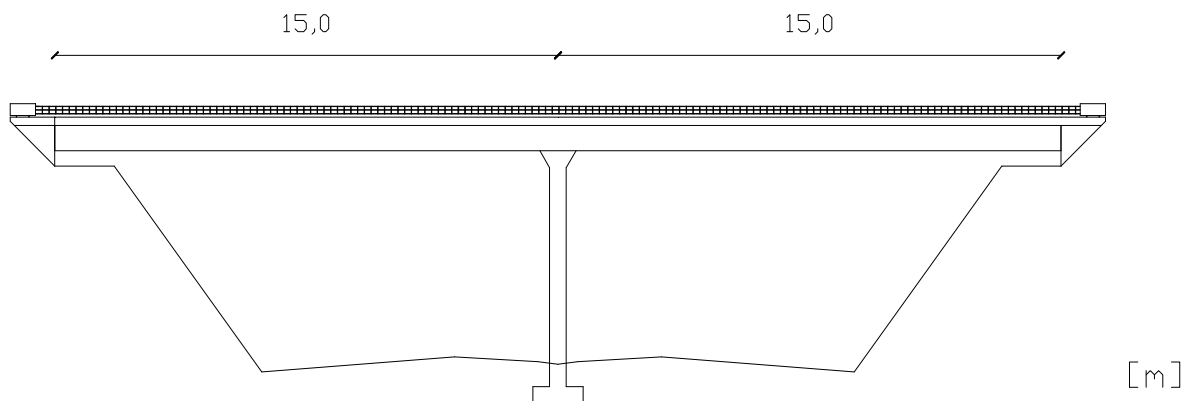


Fig.4.1. – Estrutura em estudo

O tabuleiro é constituído por vigas pré-fabricadas em “T”, montadas em obra sobre o encontro e os pilares, sendo posteriormente betonada uma laje *in situ*.

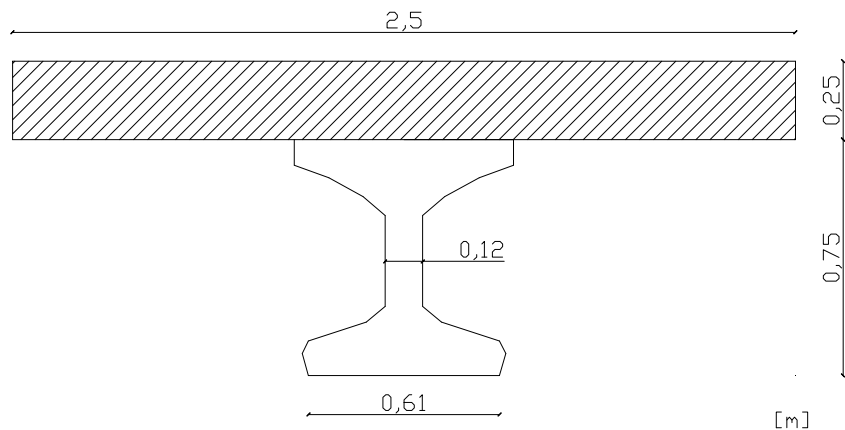
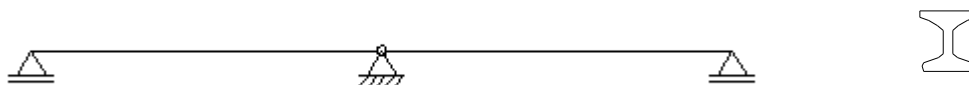


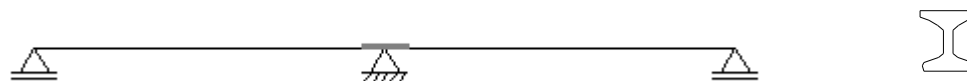
Fig.4.2. – Viga em “I” suportando a laje

O faseamento construtivo considerado foi o seguinte:

Fase 1 – Colocação das vigas pré-fabricadas e pré-tensionadas



Fase 2 – Betonagem da carlinga e parte da laje, introduzindo a continuidade na estrutura



Fase 3 – Betonagem da laje



A escolha deste faseamento em detrimento de outros deveu-se ao facto de este permitir uma redução significativa dos momentos positivos (diminuindo a necessidade de armadura). No capítulo 2 encontra-se uma explicação mais detalhada sobre os efeitos deste e outros faseamentos construtivos.

O estudo efectuado vai-se restringir ao tabuleiro, já que é o elemento de maior interesse no âmbito desta tese e onde os fenómenos de retracção, fluência e interface entre betões ocorrem.

4.2. DEFINIÇÃO DAS CARGAS SEGUNDO O EUROCÓDIGO 1

No caso em estudo, considerando dois passeios 1,50 m, tem-se uma faixa de rodagem “W” de largura igual a 7 metros. Esta faixa de rodagem “W” é dividida em duas “notional lanes” de largura $w_1 = 3,0$ m e uma terceira faixa com a largura restante de 1,0 m.

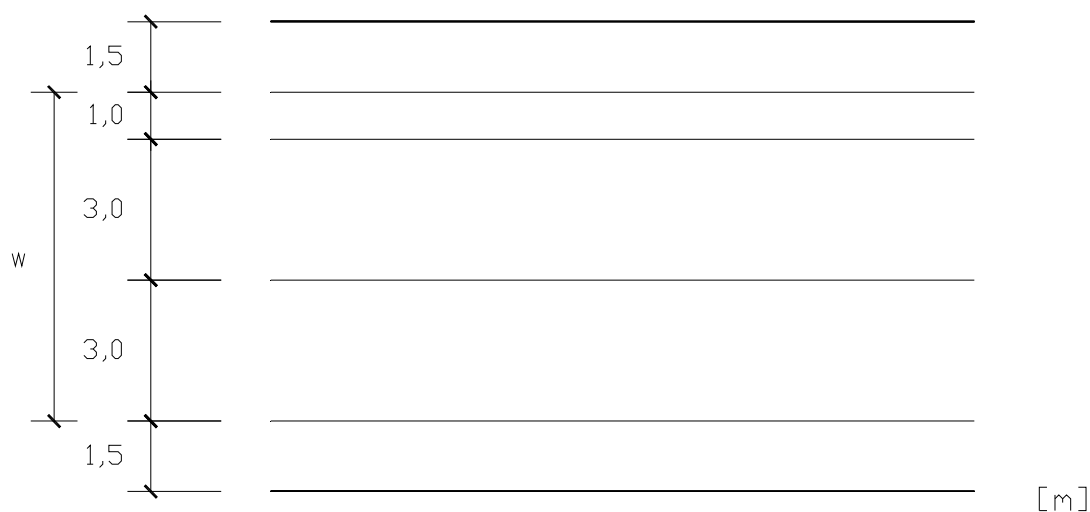


Fig.4.3. – Divisão do tabuleiro de acordo com o Eurocódigo

O modelo de carregamento 1 (utilizado para efeitos de dimensionamento quer para análises globais quer para análises locais) representa-se no Quadro 4.1, sendo afectadas pelos coeficientes de combinações de acções Ψ 's, conforme a combinação adequada. Um aspecto curioso é que o Eurocódigo permite reduzir as acções do modelo de carregamento (apenas na “via número 1”) afectando-as de um coeficiente α , que não deve ser inferior a 0,8. Um estudo interessante elaborado por David F. Wísniowski [17] compara o carregamento definido pelo Eurocódigo com o do regulamento Português ainda em vigor (RSA), revelando que o regulamento Europeu é bastante penalizador na definição das sobrecargas. Considerando este carácter conservativo do Eurocódigo, e tomando em conta as dimensões da ponte em análise (com passeios largos e apenas uma faixa de rodagem não se espera que seja implantada numa zona de tráfego intenso) efectuou-se a essa mesma redução da sobrecarga.

Quadro 4.1. – Modelo de carregamento 1

Localização	Tandem system TS	UDL system
	Cargas de eixo Q_{ik} (kN)	Q_{ik} (kN/m ²)
Via número 1	240	7,2
Via número 2	200	2,5
Restante área (q_{rk})	0	2,5

No entanto, a estrutura não está apenas sujeita às sobrecargas definidas pelo Eurocódigo, pois também vai suportar revestimentos como pavimentos, passeios, guarda-rodas, entre outros. Assim sendo é necessário estimar esse efeito. Como a mais condicionante de todas é sem dúvida o pavimento e passeios considerou-se uma carga igualmente distribuída por todo o comprimento e largura do tabuleiro igual a 6,5 kN/m², de carácter permanente.

4.3. DIMENSIONAMENTO DA SECÇÃO DO TABULEIRO

Neste dimensionamento considerou-se que o betão da viga possui uma classe de resistência C45/55, chegando ao local da obra com uma idade de 90 dias. A laje betonada *in situ* será da classe C30/37. O aço a utilizar, quer nas armaduras longitudinais quer nas de esforço transversal será da classe A500 e a armadura de pré-esforço um aço ASTM A416-85 (1860/1670) [14]. Para auxílio no cálculo dos esforços gerados na estrutura recorreu-se ao software SAP2000 (versão 14.2.0) da empresa “Computers and Structures” [19].

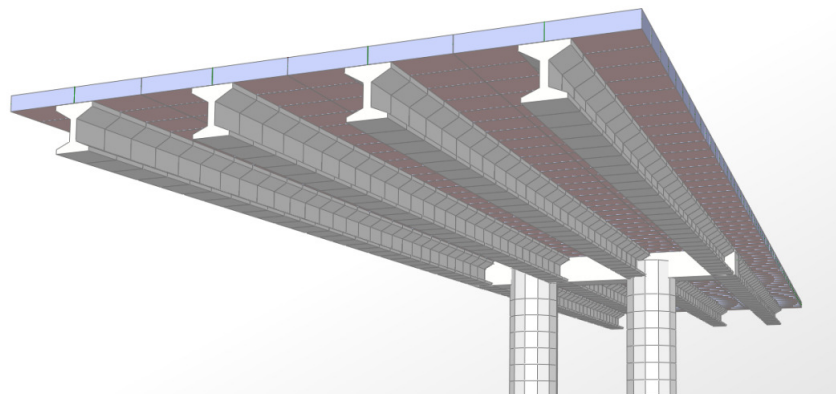


Fig.4.4. - Modelo utilizado no software SAP 2000

4.3.1. NÚMERO DE VIGAS E ESPESSURA DA LAJE

A primeira decisão a efectuar é o número de vigas a colocar na estrutura e a espessura da laje, escolhas que vão afectar o peso próprio da estrutura que é condicionante para o dimensionamento do pré-esforço.

A quantidade de vigas a colocar deve ser escolhida de forma a não criar grandes distâncias entre vigas e conferir rigidez ao tabuleiro. Considerou-se como adequado cada viga suportar uma laje de extensão 2,50 m, mas outra extensão poderia ser utilizada, o que se traduz em quatro vigas por vão de 15 metros num total de oito vigas.

A espessura da laje vai ser condicionada pelos vãos que vai ter de vencer, quer na direcção longitudinal quer na transversal (na largura do tabuleiro). Com estes dados atribuiu-se uma espessura de 0,25 m a este elemento, que mais tarde terá de ser verificado especialmente no controlo de deformação da estrutura.

4.3.2. PRÉ-ESFORÇO

4.3.2.1. Número de cordões

As armaduras de pré-esforço são pré-tensionadas em fábrica, de traçado recto ao longo de todo o comprimento da viga.

O EC2 define que elementos de betão pré-esforçado com armadura aderentes devem garantir, para a combinação frequente de acções, uma largura de fendas igual a 0,2 mm e ainda o estado de descompressão para a combinação quase-permanente de acções. Garantindo para a combinação frequente de acções que a tensão no betão quer na fibra inferior quer na superior não ultrapassa o valor médio da tensão de rotura do betão (f_{ctm}) impedimos a fendilhação do betão, respeitando a limitação de abertura de fendas imposta.

$$\sigma_{c,sup} = -\frac{P}{A_v} - \frac{M_G}{I_v} \cdot y_{sup} + \frac{P \cdot e_p}{I_v} \cdot y_{sup} \quad (4.1.)$$

$$\sigma_{c,inf} = -\frac{P}{A_v} + \frac{M_G}{I_v} \cdot y_{inf} - \frac{P \cdot e_p}{I_v} \cdot y_{inf} \quad (4.2.)$$

em que:

P	força de pré-esforço aplicada na secção
A_v	área transversal da viga
I_v	inércia da viga
M_G	momento aplicada ao nível do centro de gravidade da secção
y_{inf}, y_{sup}	distância do centro de gravidade da secção à fibra inferior/superior
e_p	excentricidade da armadura de pré-esforço em relação a y_G

A secção irá conter armaduras resistentes ao momento flector em ambas as faces, pelo que sem esquecer esse pormenor arbitra-se uma excentricidade para os cordões de pré-esforço que mais tarde terá de ser verificada.

Devido ao faseamento construtivo, inicialmente as vigas funcionam simplesmente apoiadas, já que a continuidade só é estabelecida posteriormente. Assim sendo apenas se desenvolvem momentos positivos no meio-vão das vigas. Com a continuidade estabelecida entre vigas tem-se um sistema hiperestático em que se geram momentos positivos e negativos, estes últimos no apoio central.

Considerando $e_p = 0,135$ m,

Quadro 4.2. – Dimensionamento do pré-esforço

Combinação	Fase 1		Fase 2	
	$P_{\max}$ (kN)	$P_{\min}$ (kN)	$P_{\max}$ (kN)	$P_{\min}$ (kN)
Frequente	8435,18	-22,13	-	2711,70
Quase-Permanente	4014,69	401,74	-	3135,53

Considerando o Quadro 4.2. retira-se o maior valor de $P_{\min}$, que será a força necessária a actuar nos cabos de pré-esforço para um tempo infinito ($P_{\infty} = 3135,53$ kN). Note-se que na Fase 2 não existe $P_{\max}$ pois devido à excentricidade do pré-esforço na zona do apoio interior quanto maior for P maior o momento negativo e consequentemente não é possível resistir a esses esforços utilizando apenas cabos de pré-esforço (terá de se recorrer a armadura ordinária).

No dimensionamento da armadura de pré-esforço é necessário o valor de $P_{\max}$, que só é conseguido se forem conhecidas as perdas que ocorrem nos cordões de pré-esforço. Estimando 15% para as perdas de pré-esforço (já que o traçado é recto não se esperam grandes perdas) teremos então um $P_{\max} = 3688,86$ kN.

O EC2 limita o valor da força de pré-esforço inicial $P_{m0}(x)$, pelo que a partir dessa limitação se consegue determinar a área de pré-esforço necessária e consequentemente definir o número total de cordões a utilizar. Note-se que as características do aço de pré-esforço dependem do catálogo (e consequentemente empresa) pelo qual se optar; neste caso a escolha recaiu sobre a VSL [18].

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (4.3.)$$

$$\sigma_{pm0}(x) = \min\{0,75 \cdot f_{pk} ; 0,85 \cdot f_{p0,1k}\} \quad (4.4.)$$

em que:

A_p	área das armaduras de pré-esforço
$\sigma_{pm0}(x)$	tensão das armaduras imediatamente após a aplicação do pré-esforço
f_{pk}	tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço
$f_{p0,1k}$	tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tracção do aço das armaduras de pré-esforço

Através da aplicação das fórmulas (4.3.) e (4.4.) conclui-se que são necessários 24 cordões de pré-esforço em todo o comprimento da estrutura, ou seja, em 30 metros. Dado que cada viga apenas vence um vão de 15 metros, este valor tem de ser dividido por metade do número de vigas da ponte, ou seja, cada viga irá receber $\frac{1}{4}$ do número total de cordões necessários. Tem-se portanto oito vigas contendo 6 cordões de pré-esforço.

4.3.2.2 Perdas Pré-esforço

Com o pré-esforço determinado procede-se agora ao cálculo das perdas existentes nos cabos, já que é necessário conhecer qual o valor de P_{∞} com maior rigor e perceber se a estimativa de perdas foi adequada. Nesta fase já é conhecido o número de cordões em cada viga pelo que se deve recalculer $P_{\max}$ e consequentemente P_{m0} utilizando as fórmulas (4.3.) e (4.4.).

Dado o carácter pré-tensionado do pré-esforço as perdas ocorridas vão-se dever a três principais factores: perdas devido à deformação instantânea do betão, perdas devido ao atrito e perdas nas ancoragens.

$$\Delta P_{el}(x) = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (4.5.)$$

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} \cdot (1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \quad (4.6.)$$

em que:

j	coeficiente igual a $(n-1)/2n$ em que n é o número de armaduras
$\Delta \sigma_c(t)$	variação de tensão no betão no centro de gravidade no instante t
$E_{cm}(t)$	módulo de elasticidade secante do betão
μ	coeficiente de atrito entre os cabos e as bainhas
θ	soma de desvios angulares ao longo do comprimento x
k	desvio angular parasita para as armaduras interiores

As perdas nas ancoragens são calculadas através de um método gráfico, que não se apresenta por não ser de grande relevância. Em qualquer caso, devido ao traçado recto dos cabos de pré-esforço e ao facto de o mesmo ser aplicado em fábrica nas duas extremidades da viga, as perdas nas ancoragens são aproximadamente iguais ao dobro das perdas por atrito.

Com as equações (4.5.) e (4.6.) chega-se ao quadro seguinte:

Quadro 4.3. – Perdas na armadura de pré-esforço

Deformação instantânea (kN)	Atrito (kN)	Ancoragens (kN)	Diferidas (kN)	Totais (kN)
16,37	13,90	33,04	70,1	133,4

As perdas são sensivelmente 15% do valor inicial de pré-esforço, pelo que a estimativa inicial foi adequada. Caso a estimativa não fosse correcta poderia ser eventualmente necessário um número diferente de cordões o que envolveria repetir todo o processo de cálculo aqui descrito.

4.3.3. ARMADURAS DA VIGA

As armaduras da viga foram calculadas tendo por base um sistema de equilíbrio na direcção longitudinal, em que a estrutura possui um carácter hiperestático estando simplesmente apoiada nos encontros e com uma ligação dupla no pilar central (onde existe a carlinga que garante continuidade à estrutura). Todas as armaduras foram dimensionadas para a combinação de acções, preconizada pelo EC2, estado limite último (ELU).



Fig.4.5. – Sistema de equilíbrio na direcção longitudinal

4.3.3.1. Armaduras longitudinais

Com a introdução das sobrecargas na estrutura o pré-esforço deixa, por si só, de ser suficiente para resistir aos momentos gerados. Aliás, devido à excentricidade das armaduras de pré-esforço nas extremidades da viga o momento negativo no apoio interior vai ser aumentado devido ao momento gerado pela força de pré-esforço, que deve ser resistido por armaduras ordinárias.

O diagrama de momentos actuantes na estrutura apresenta-se na Figura 4.6.

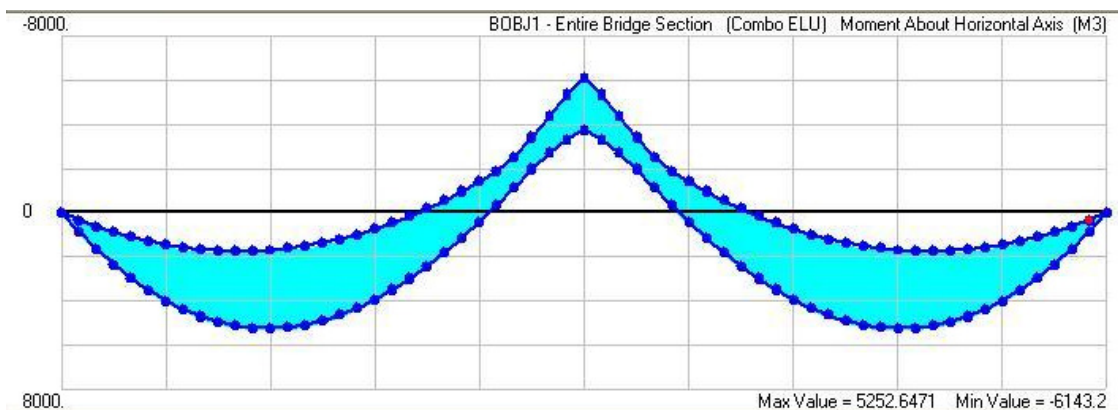


Fig.4.6. – Envelope dos momentos para o ELU

Com a ajuda do programa *Secção* [20], e utilizando os valores do diagrama de momentos chegam-se às seguintes quantidades de armadura (nos locais de momento máximo), representados no quadro 4.4..

Quadro 4.4. – Armadura longitudinal da viga

Armadura inferior			Armadura superior		
M _{sd} (kNm)	N _{sd} (kN)	A _s (m ²)	M _{sd} (kNm)	N _{sd} (kN)	A _s (m ²)
+5252,7	- 817.9	6Φ20	- 6143,2	-817.9	25Φ16

A opção do diâmetro deve-se ao comprimento pelo qual se distribui a armadura. No caso da armadura inferior, como esta irá estar acomodada dentro da viga (que possui um banzo inferior de 0,61 m de largura) optou-se por um diâmetro maior, enquanto que na armadura superior (distribuída em 2,5 m de laje) o diâmetro é propositadamente inferior para um bom espaçamento da mesma. Note-se que o diagrama de momentos é o provocado apenas pelas sobrecargas e pesos próprios calculados segundo as combinações preconizadas pelo EC0. Os efeitos do pré-esforço afectam os esforços resistentes, pelo que a armadura calculada inclui os mesmos.

4.3.3.2. Armadura de esforço transverso

Neste trabalho considerou-se que a viga será a responsável por resistir à totalidade de esforço transverso a actuar sobre o tabuleiro (na direcção longitudinal). Assim, os estribos serão dimensionados com a envolvente de esforços gerada pelo ELU.

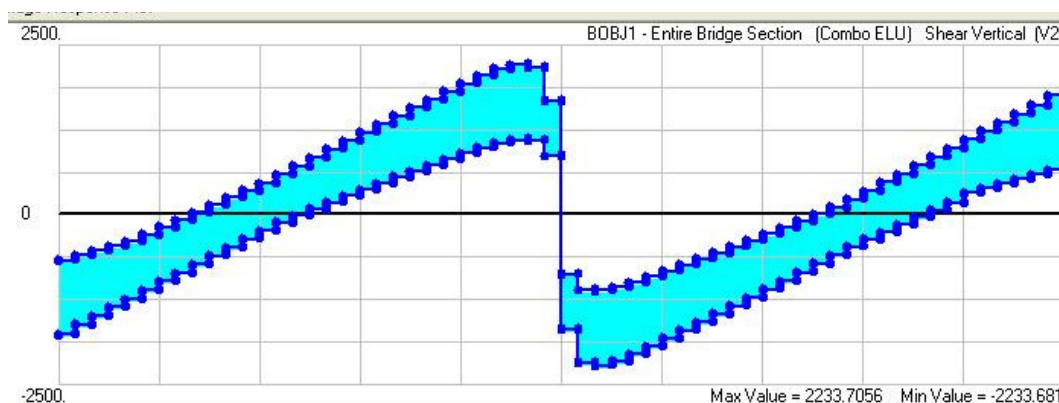


Fig.4.7. – Envolvente do esforço transverso para o ELU

A quebra que existe na zona do apoio interior deve-se ao facto do pilar estar modelado pela linha do seu eixo, e não como um elemento sólido. Para este dimensionamento o EC2 estipula que o valor de cálculo do esforço transverso resistente V_{Rd} é o menor dos valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) \quad (4.7.)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (4.8.)$$

em que:

A_{sw}	área da secção transversal das armaduras de esforço transverso
f_{ywd}	valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso
α_{cw}	coeficiente que tem em conta o estado de tensão do banzo comprimido
b_w	menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido
v_1	coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
s	espaçamento dos estribos
z	braço do binário das forças interiores
θ	ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga

Através da equação (4.7.) é possível determinar a armadura necessária para diferentes valores de esforço transversal actuante (V_{sd}). Note-se que o EC2 permite que o dimensionamento das armaduras transversais para o valor de esforço transversal a uma distância d do apoio, em que d corresponde à altura útil das armaduras na secção. Para uma solução optimizada, recorreu-se a esta particularidade permitida pelo regulamento.

O EC2 preconiza também uma armadura transversal mínima a dispor ao longo do comprimento da viga, através de uma taxa de armadura mínima. O mesmo documento define também os espaçamentos longitudinais das armaduras e os espaçamentos transversais dos ramos de estribos.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin(\alpha)} \quad (4.9.)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (4.10.)$$

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \quad (4.11.)$$

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ mm} \quad (4.12.)$$

em que:

f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência à tracção do aço
α	ângulo formado pela armadura transversal com o eixo da viga

Com todos os elementos anteriores dimensiona-se a armadura de esforço transversal.

Quadro 4.5. – Estribos da viga

Solução estribos (2 ramos)	$V_{Rd,s}$ (kN)
$\Phi 8 // .125$	547,6
$\Phi 8 // .30$	228,20
$\Phi 8 // .50(\rho_{min})$	136,90
$V_{Rd,max} = 2872 \text{ kN} > V_{sd}$	OK!

4.3.3.3. Armadura de corte na ligação banzo-alma

As vigas que formam o tabuleiro em conjunto com a laje constituem em secção transversal uma secção em “I”. Como tal, estão sujeitas a acções de corte entre os banzos e as almas, devendo prever-se uma armadura que resista a essas acções e previna esse mesmo corte.

O EC2 indica que o cálculo da tensão de corte longitudinal v_{Ed} na ligação entre o banzo e a alma deve ser feito numa distância Δx igual à metade da distância entre as secções de momento nulo e máximo, segundo a fórmula:

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} \quad (4.13.)$$

em que:

ΔF_d variação do esforço normal no banzo ao longo de Δx
 h_f espessura do banzo na ligação

Seguidamente a armadura transversal por unidade de comprimento A_{sf}/s_f a aplicar à viga será determinada por:

$$\frac{A_{sf} \cdot f_{yd}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f} \quad (4.14.)$$

Para impedir o esmagamento das escoras deve-se garantir que:

$$v_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f \quad (4.15.)$$

No entanto se a condição $v_{Ed} \leq k \cdot f_{ctd}$ for verificada não é necessária a colocação de qualquer armadura.

Quadro 4.6. – Armadura de ligação alma-banzo

v_{ed} (kPa)	A_{sf}/s_f (m ² /m)	Solução Armaduras
454,5	$\leq k.f_{ctd} = 720 \text{ kPa}$	
831,2	$2,67 \times 10^{-4}$	$\Phi 8 // .35$

A armadura já existente na laje é 1,5 vezes superior ao necessário para a ligação alma-banzo, pelo que se dispensam estas armaduras.

4.3.4 ARMADURA DA LAJE

Os cálculos e metodologia seguidos para o dimensionamento das armaduras da laje seguem um raciocínio idêntico ao já descrito para a viga, pelo que se vão apenas apresentar os resultados obtidos juntamente com algumas considerações relevantes.



Fig.4.8. – Sistema de equilíbrio na direcção transversal (zona de meio vão)

Devido à existência de uma carlinga entre vigas na zona do pilar, sendo este um elemento de grande rigidez, os esforços na estrutura tendem a concentrar-se na vizinhança do mesmo. Este efeito é agravado pelo grande comprimento das vigas, que se deformam ao longo da sua extensão, não funcionando como apoios rígidos (como idealizado na Figura 4.8.). A estrutura terá então um comportamento misto entre o efeito da carlinga e o da laje a apoiar-se nas vigas ao longo do seu comprimento. A laje tem um funcionamento predominantemente unidireccional, em toda a largura do tabuleiro, pelo que é dimensionada atendendo a essa propriedade.

4.3.4.1. Armaduras longitudinais

Nas Figuras 4.9. e 4.10. apresentam-se a distribuição de esforços na laje calculada no programa de cálculo SAP2000 e a respectiva solução de armaduras.

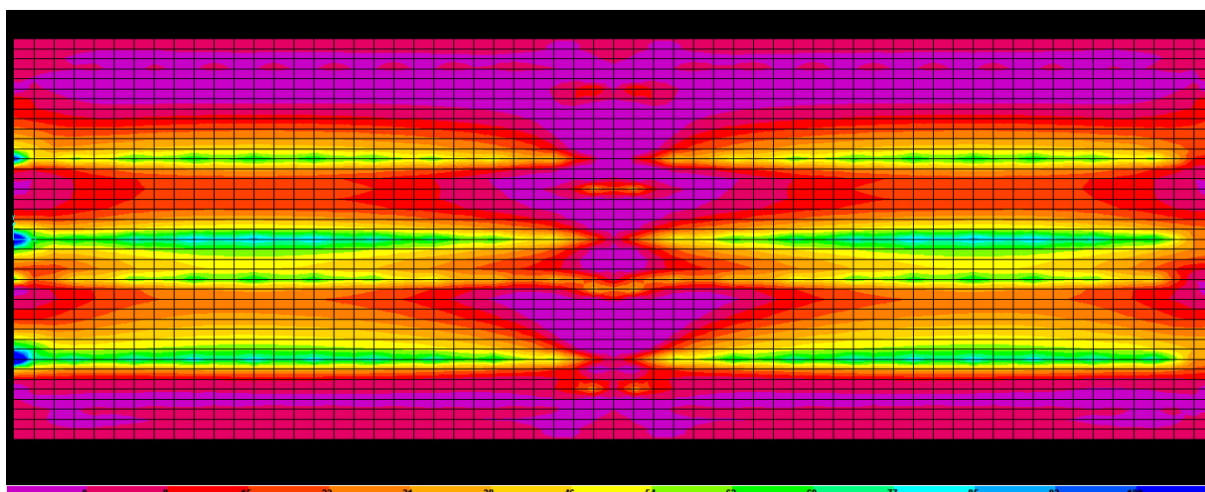


Fig.4.9. – Distribuição de momentos positivos na laje (ELU)

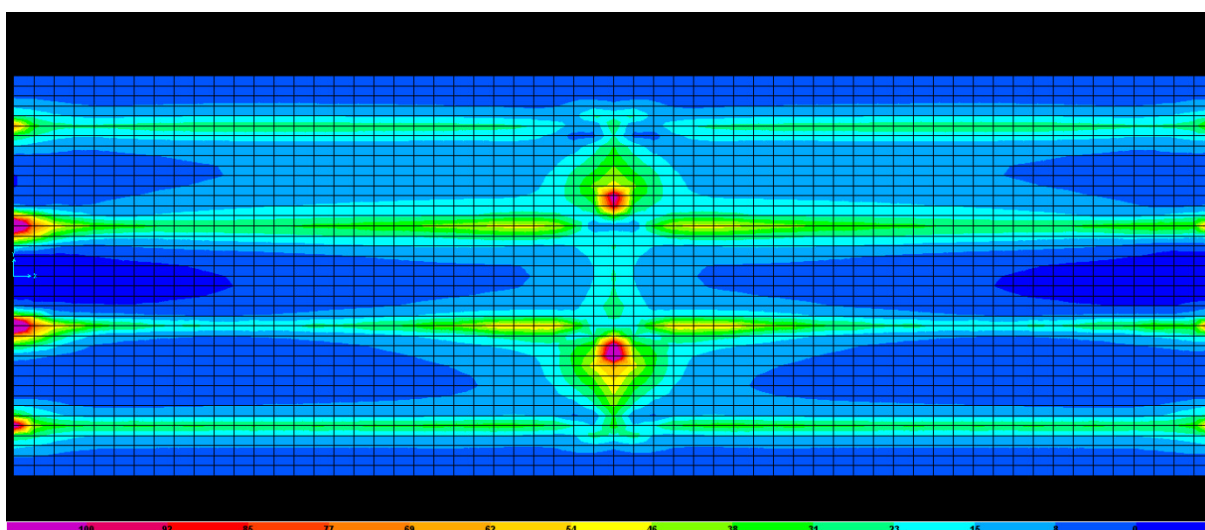


Fig.4.10. – Distribuição de momentos negativos na laje (ELU)

Os esforços resultantes são apresentados no quadro seguinte. O cálculo das armaduras foi semelhante ao efectuado para as vigas em 4.3.3.1.

Quadro 4.7. – Armadura longitudinal da laje

Armadura inferior		Armadura superior	
M_{rd} (kNm)	A_s (m ²)	M_{rd} (kNm)	A_s (m ²)
36,9	Φ12 // .30	36,9	Φ12 // .30
139,2	Φ12 // .075	72,5	Φ12 // .15

4.3.4.2. Armadura de esforço transverso

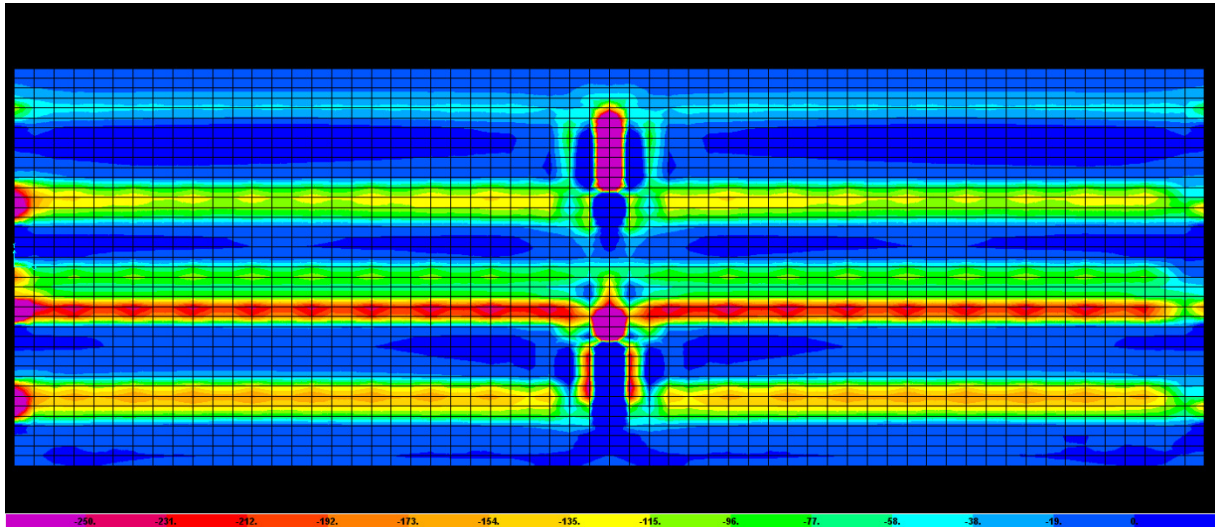


Fig.4.11. – Distribuição do esforço transverso na laje (ELU)

O EC2 define que se o esforço transverso resistente do elemento ($V_{Rd,c}$) for superior ao valor de esforço transverso actuante não é necessário recorrer a estribos.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (4.16.)$$

em que:

$C_{Rd,c}$	coeficiente igual a $0,18/\gamma_c$
k	coeficiente que depende de d
ρ_l	percentagem de armadura de tracção na secção
k_1	coeficiente de valor 0,15
σ_{cp}	N_{ed}/A_c

Como seria expectável, de facto, a armadura de esforço transverso é dispensada na laje.

4.3.5. ARMADURA DA JUNTA DE BETONAGEM

Devido ao betão da viga e da laje terem idades diferentes geram-se tensões tangenciais ao nível do interface dos dois betões, como representado na figura da página seguinte.

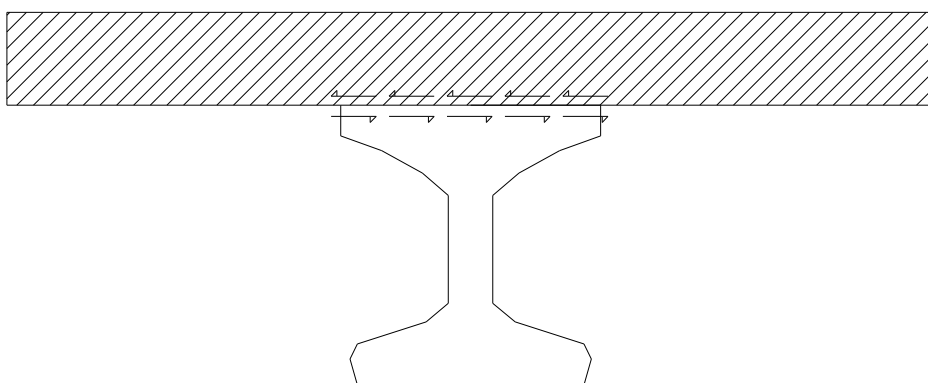


Fig.4.12. – Corte no interface entre os betões

Para impedir o corte na junta de betonagem devem-se prever armaduras sobre a forma de estribos verticais que atravessem ambos os betões, indicando o EC2 que se deve respeitar a seguinte relação:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (4.17.)$$

em que:

v_{Edi}	valor de cálculo da tensão tangencial na junta
v_{Rdi}	valor de cálculo da tensão tangencial resistente na junta

O cálculo de v_{Edi} e v_{Rdi} é dado pelas equações (4.18.) e (4.19.)

$$v_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i} \quad (4.18.)$$

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (4.19.)$$

em que:

β	relação entre o esforço longitudinal na secção de betão novo e o esforço longitudinal total na zona de compressão ou na zona de tracção
V_{Ed}	esforço transversal
b_i	largura da junta
c, μ	coeficientes que dependem da rugosidade da junta
f_{ctd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção simples
σ_n	tensão devido ao esforço normal exterior mínimo na junta
ρ	percentagem de armaduras que atravessa a junta relativa à área da mesma

Utilizando estas equações chegam-se aos resultados obtidos no quadro 4.8..

Quadro 4.8. – Estribos na junta de betonagem

Solução estribos (4 ramos)	$v_{Rd,s}$ (kPa)
$\Phi 8 // .30$	246,8
$\Phi 8 // .10$	847.6

Nos locais onde não ocorrem momentos negativos a junta encontra-se à compressão, pelo que não é necessária armadura na junta de betonagem. No entanto, decidiu-se colocar $\Phi 8 // .30$ nessas zonas já que a laje é moldada in situ e assim garante-se uma melhor aderência entre esta e a viga.

4.3.6. ARMADURA DA CARLINGA

A carlinga tem uma altura igual à do tabuleiro (viga+laje), devendo possuir uma largura suficiente que permita a entrada das vigas no seu interior e a correspondente amarração das armaduras destas. Além disso deve garantir suficiente espaço para as suas próprias armaduras, que resistem a esforços que existem na direcção da largura do tabuleiro. Considerando todos estes factores atribuiu-se uma largura a este elemento de 0,80 m.

Relativamente ao seu comprimento ele é definido pela distância entre as vigas exteriores, mais precisamente desde a face mais afastada destas, já que este elemento vai suportar as oito vigas. Assim sendo, este comprimento é igual a 8,20 m.

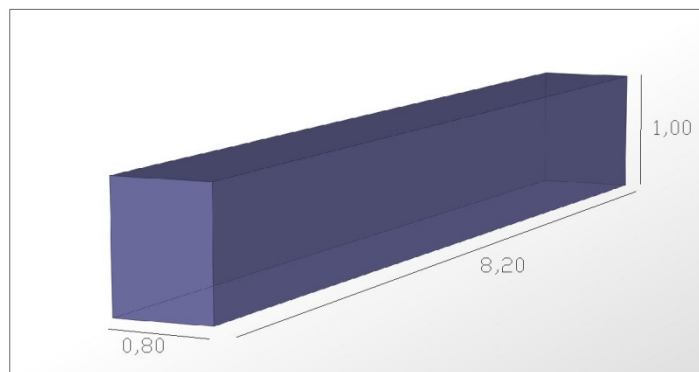


Fig.4.13. – Carlinga

Procede-se ao dimensionamento das armaduras existentes neste elemento, pelo que sendo o raciocínio idêntico ao já efectuado para a viga e laje apenas se apresentam algumas considerações e os resultados obtidos.

4.3.6.1. Armaduras longitudinais

Nas figuras seguintes apresentam-se os diagramas de esforços na carlinga calculada no programa de cálculo SAP2000 e a respectiva solução de armaduras.

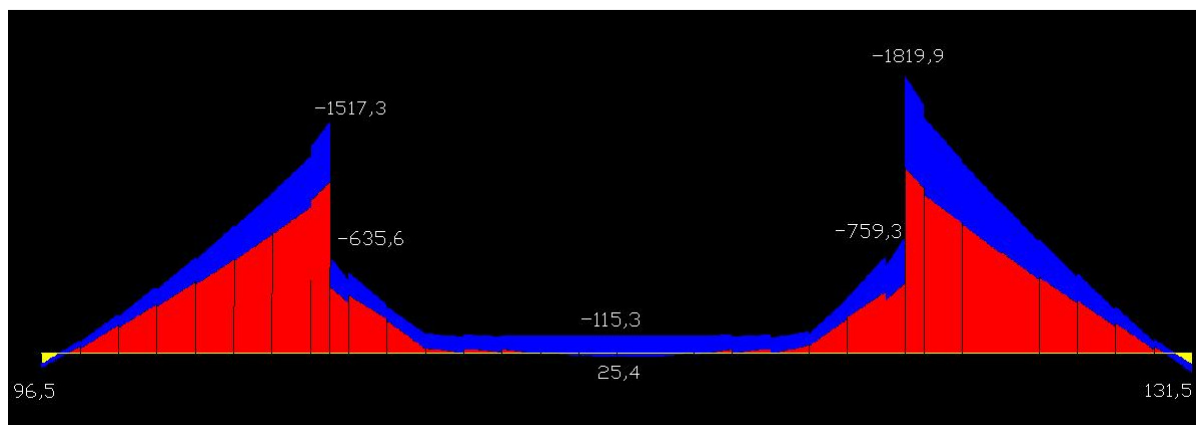


Fig.4.14. – Diagrama de momentos da carlinga (ELU)

Os esforços resultantes são apresentados no quadro seguinte. O cálculo das armaduras foi semelhante ao efectuado para as vigas em 4.3.3.1.

Quadro 4.9. – Armadura longitudinal da carlinga

Armadura inferior		Armadura superior	
M_{rd} (kNm)	A_s (m ²)	M_{rd} (kNm)	A_s (m ²)
352,8	6Φ16	1943,8	10Φ25

Na verdade não seria necessária uma quantidade tão elevada de armadura inferior para resistir aos momentos positivos, mas o EC2 impõe um valor mínimo a colocar em zonas de tracção nas vigas, que neste caso é de 6Φ16.

4.3.6.2. Armadura de esforço transversal

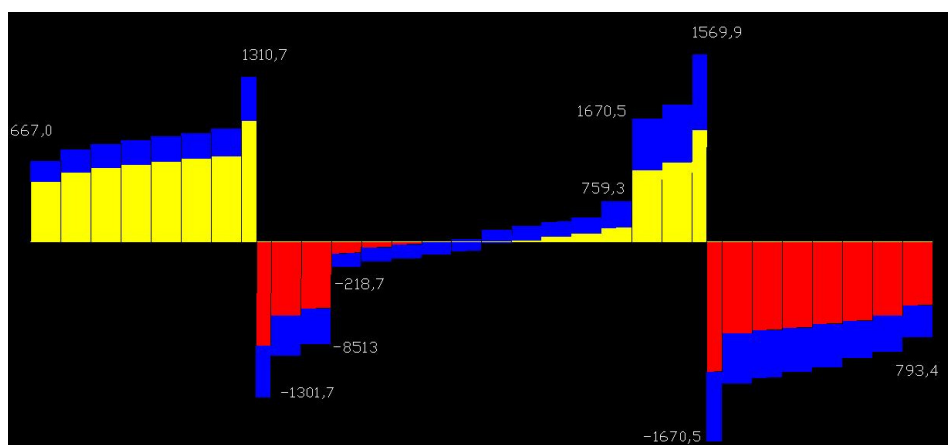


Fig.4.15. – Diagrama de esforço transversal da carlinga (ELU)

Quadro 4.10. – Estribos da carlinga

Solução estribos	$V_{Rd,s}$ (kN)
$\Phi 8 // .15$ (2 ramos)	424,0
$\Phi 8 // .10$ (4 ramos)	1271,9
$V_{Rd,max} = 3072,8 \text{ kN} > V_{sd}$	OK!

4.3.6.3. Armadura de suspensão (Apoios indirectos)

A carlinga, que não é mais do que uma viga na direcção da largura do tabuleiro, serve de apoio a todas as vigas (pré-fabricadas) que existem na estrutura, pelo que devem ser previstas armaduras de esforço transversal nos locais onde ambas se encontram. Uma estimativa do valor para o qual estas armaduras devem ser dimensionadas é dado pela equação (4.20.).

$$F_{\text{suspensão}} = R_{sd} \cdot \frac{h_2}{h_1} \quad (4.20.)$$

em que:

$F_{\text{suspensão}}$	força de suspensão provocada pela viga apoiada
R_{sd}	reação da viga apoiada sobre a viga de apoio
h_1	altura da viga de apoio (carlinga)
h_2	altura da viga apoiada (viga pré-fabricada)

Dado que a carlinga se encontra entre as vigas pré-fabricadas, vão existir 4 zonas de apoio, sendo que em cada zona se encontram duas vigas. Assim o valor de $F_{\text{suspensão, carlinga}}$ é de duas vezes o valor dado pela equação (4.20.).

Quadro 4.11. – Armadura de suspensão

Solução estribos (4 ramos)	$F_{\text{suspensão, carlinga}}$ (kN)
$\Phi 8 // .10$	838,9

4.4. ANÁLISE DOS EFEITOS DIFERIDOS NO TABULEIRO

A fluência e a retracção são fenómenos que ocorrem durante a vida útil da estrutura e afectam o seu comportamento, pelo que devem ser sempre considerados os seus efeitos. No caso de pontes pré-fabricadas devido à existência de betões de características diferentes é interessante perceber a evolução das tensões na secção transversal. Para tal seguiu-se a metodologia previamente exposta no capítulo 3., pelo que se remete a esse capítulo para compreender os passos tomados neste cálculo.

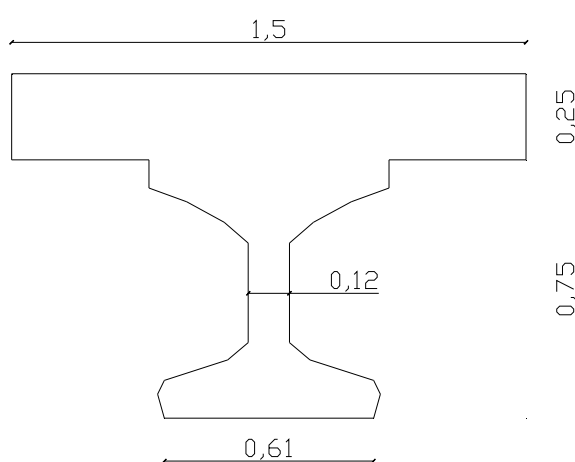
4.4.1. HOMOGENEIZAÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL

Dado que a secção transversal é composta por uma viga pré-fabricada e uma laje betonada *in situ* de propriedades e idades diferentes o primeiro passo é o de homogeneizar a secção num único material com as mesmas características. Para tal é necessário conhecer o coeficiente de fluência ($\phi(t, t_0)$) de cada elemento e os respectivos módulos de elasticidade efectivos ($E_{c,eff}$). Para uma melhor explicação de como se obtêm estes dados pode-se consultar o subcapítulo 3.2.1.4.

Quadro 4.12. – Dados para a homogeneização

	Viga ($t_0 = 90$ dias)	Laje ($t_0 = 28$ dias)
$\phi(\infty, t_0)$	0,85	1,75
$E_{c,eff}$ (GPa)	20	12

Com estes dados é possível calcular a relação entre módulos de elasticidade, $\alpha(t, t_0)$ e obter uma secção equivalente constituída por um único material. Por comodidade homogeneizou-se toda a secção para o betão utilizado na viga.



[m]

Fig.4.16. – Secção homogeneizada

Quadro 4.13. – Propriedades secção homogeneizada

$I_{Homogeneizada}$ (m^4)	$A_{Homogeneizada}$ (m^2)
$5,75 \times 10^{-2}$	0,628

4.4.2. EFEITO DA FLUÊNCIA

O estudo do efeito da fluência foi realizado com a metodologia apresentada no capítulo 3, pelo que à semelhança do que foi feito anteriormente neste trabalho apresentam-se os resultados obtidos com alguns comentários para eventuais esclarecimentos.

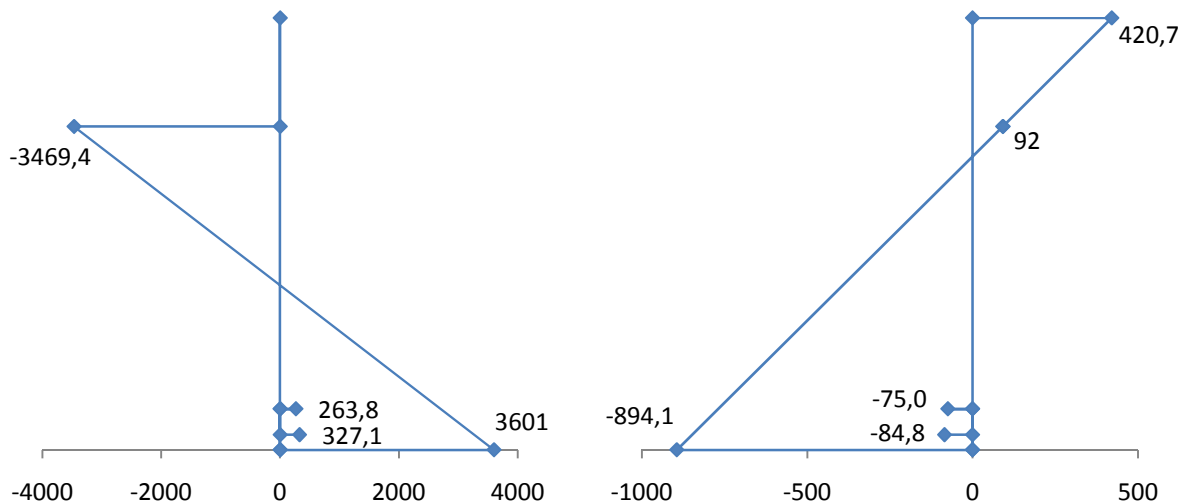
Em todos os diagramas apresentados de seguida as tensões no betão estão em kPa e as das armaduras em 10^2 kPa, para permitir que a escala associada ao diagrama seja perceptível.

4.4.2.1. Efeito da fluência no peso próprio da viga

Quadro 4.14. – Dados calculados na análise do peso próprio da viga

$M_{\text{meio-vão}} (t_0)$ (kN.m)	M_{apoio} (kN.m)	ΔM (kN.m)	M_{Hid} (kN.m)	$\chi (t, t_0)$ ($\times 10^{-3}$)
178,0	-178,0	151,3	-151,3	0,2652

Secção do meio-vão



a) Fase isostática

b) Fase hiperestática

Fig.4.17. – Diagramas de tensão devido à acção do peso próprio da viga

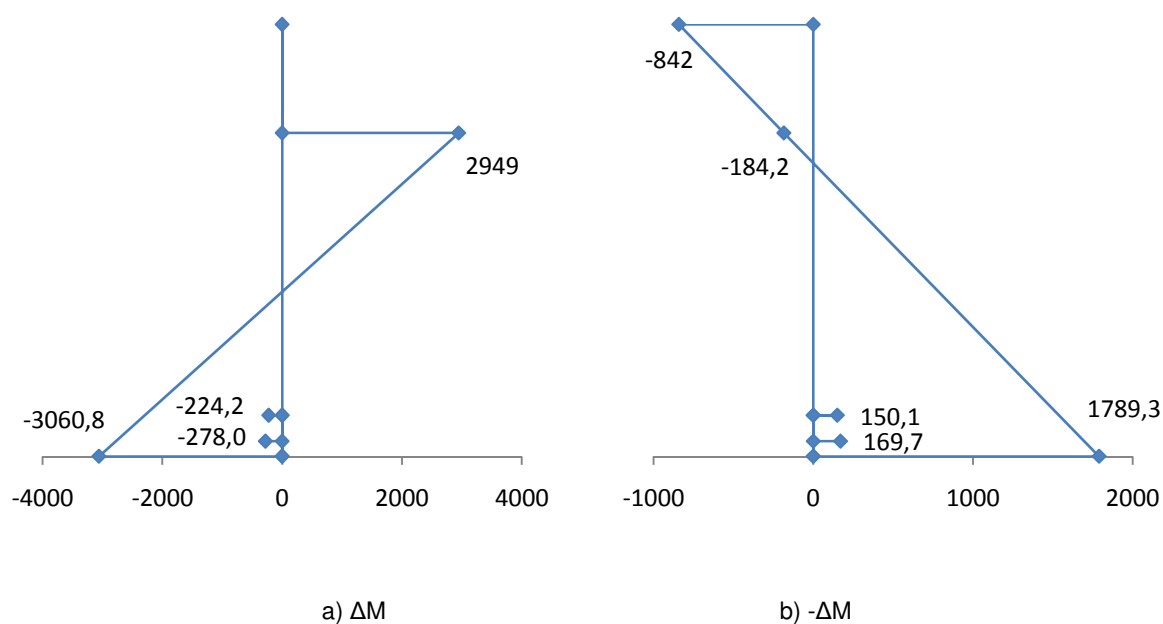


Fig.4.18. – Diagramas de tensão devido ao esforço de fixação

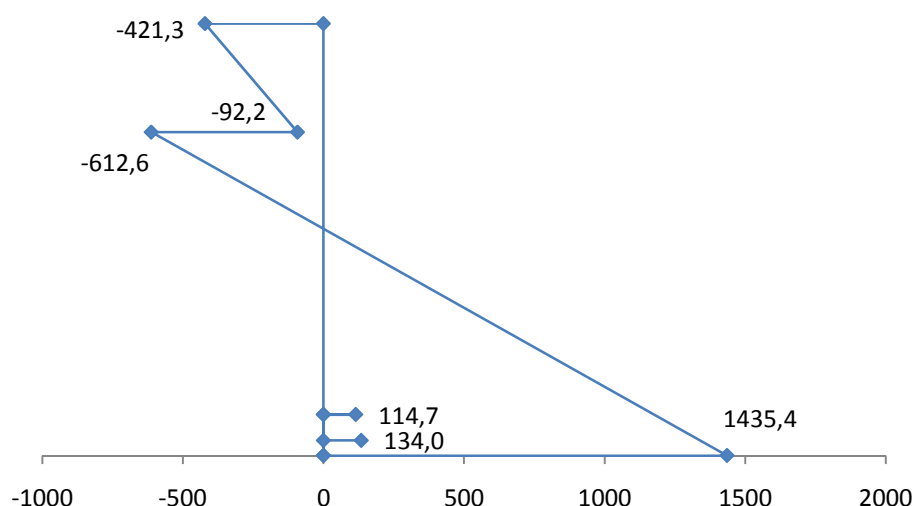


Fig.4.19. – Diagrama de tensão na secção final do meio-vão correspondente à sobreposição de todos os efeitos

Secção no apoio interior

A viga inicialmente está apoiada numa estrutura isostática, pelo que nos apoios a acção do seu peso próprio não provoca quaisquer momentos. Assim, dado que os esforços apenas surgem depois da betonagem da carlinga (que confere a continuidade à estrutura) o único diagrama de tensões provocado pelo peso próprio da viga é devido ao momento negativo gerado na secção final.

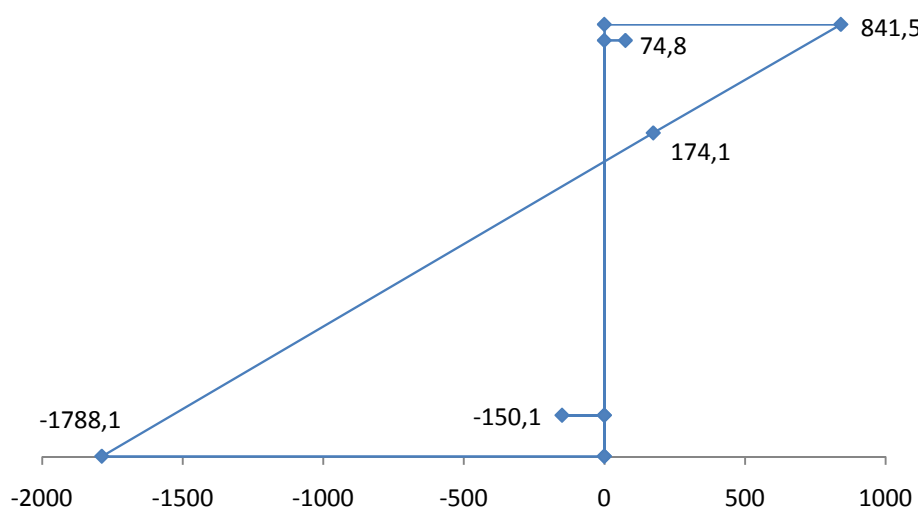


Fig.4.20. – Diagrama de tensão na secção do apoio devido ao peso próprio da viga

4.4.2.2. Peso próprio da laje

Quadro 4.15. – Dados calculados na análise do peso próprio da laje

$M_{\text{meio-vão}}$ (kN.m)	M_{apoio} (kN.m)	$\chi(t, t_0)$ ($\times 10^{-3}$)
247,2	-439,5	1,961

Secção no meio-vão

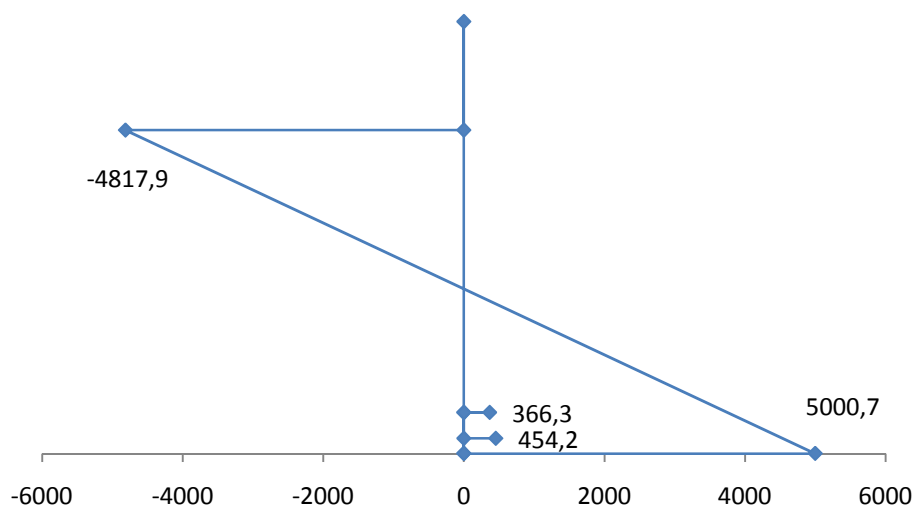


Fig.4.21. – Diagrama de tensão devido à acção do peso próprio na secção da viga

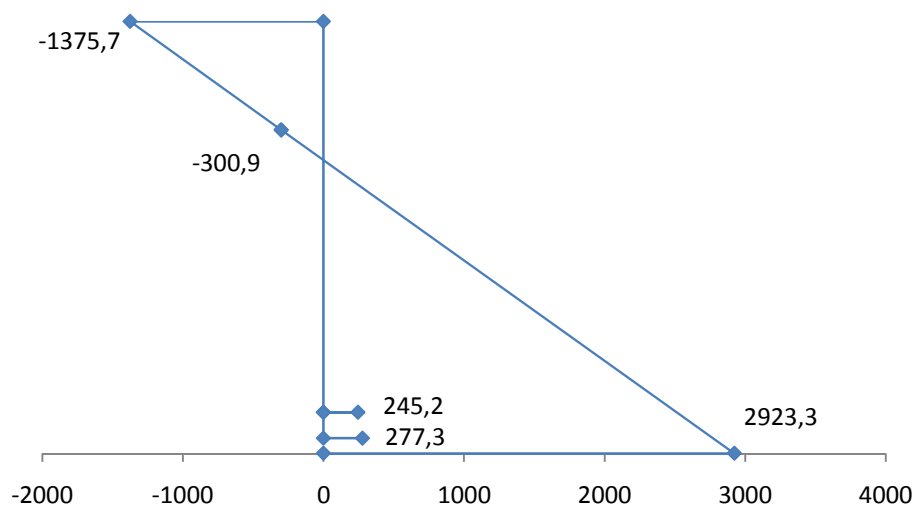


Fig.4.22. – Diagrama de tensão devido à acção do peso próprio da laje na secção final

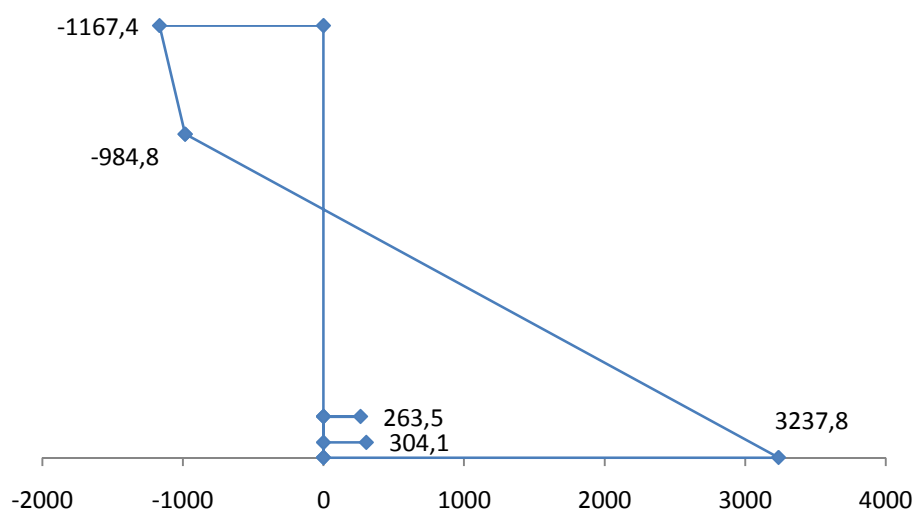


Fig.4.23. – Diagrama de tensão na secção final do meio-vão correspondente à sobreposição de todos os efeitos

Secção no apoio interior

Como anteriormente referido, a estrutura é já contínua quando a laje é betonada, pelo que na zona do apoio gera-se um momento negativo que vai provocar um diagrama de tensão como o apresentado na figura seguinte.

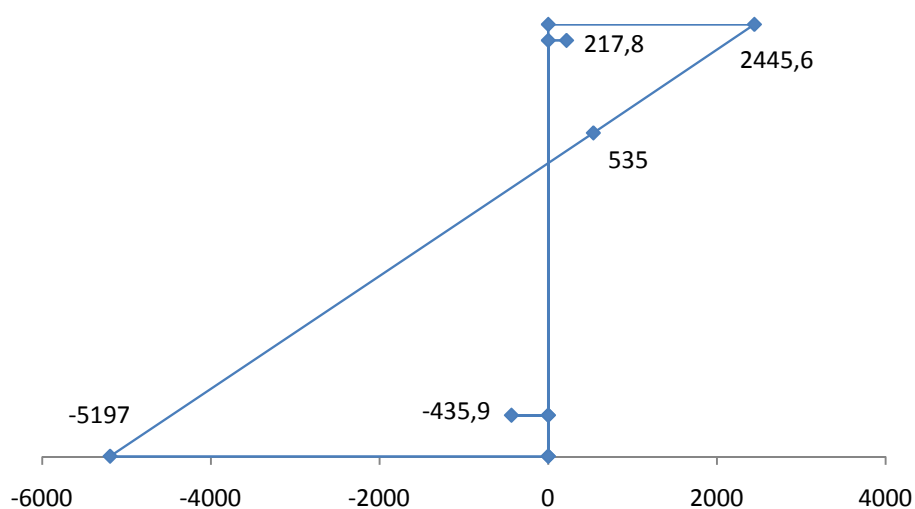


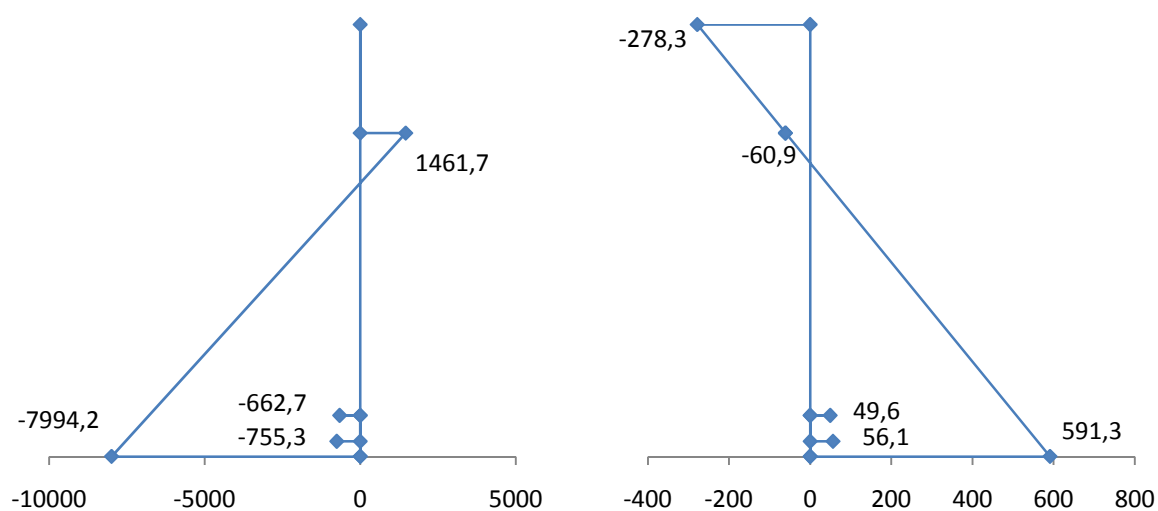
Fig.4.24. – Diagrama de tensão na secção final do apoio correspondente à sobreposição de todos os efeitos

4.4.2.3. Pré-esforço

Quadro 4.16. – Dados calculados na análise do pré-esforço

$M(t_0)$ (kN.m)	$N(t_0)$ (kN)	ΔM (kN.m)	ΔN (kN)	$\Delta M'$ (kN.m)	M_{hiper} (kN.m)	$\chi(t, t_0)$ ($\times 10^{-3}$)
-235,5	-817,8	-200,0	-694,2	-206,2	-100,0	1,64

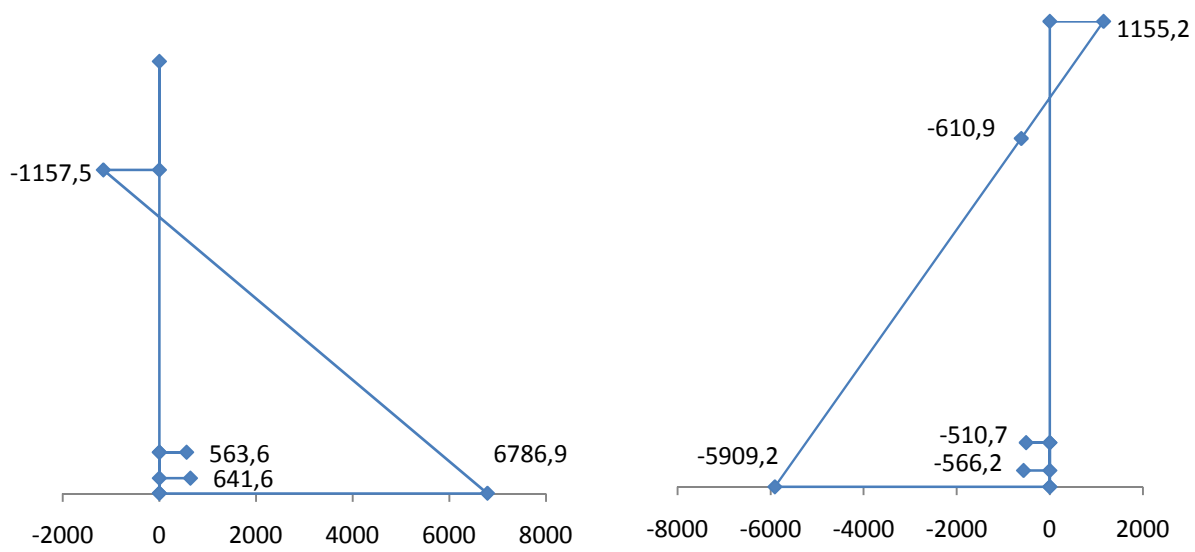
Secção no meio-vão



a) Fase isostática

b) Fase hiperestática

Fig.4.25. – Diagramas de tensão devido à acção do pré-esforço



a) ΔM b) $-\Delta M$
Fig.4.26. – Diagramas de tensão devido ao esforço de fixação

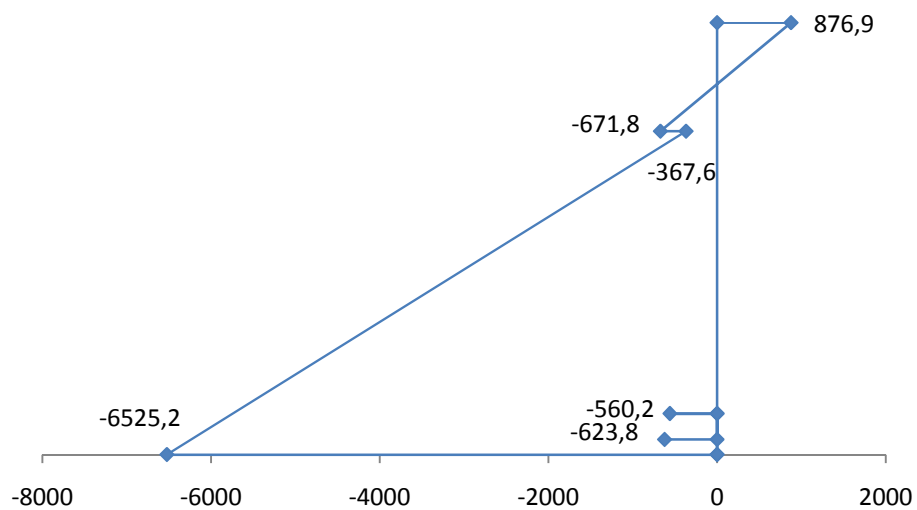
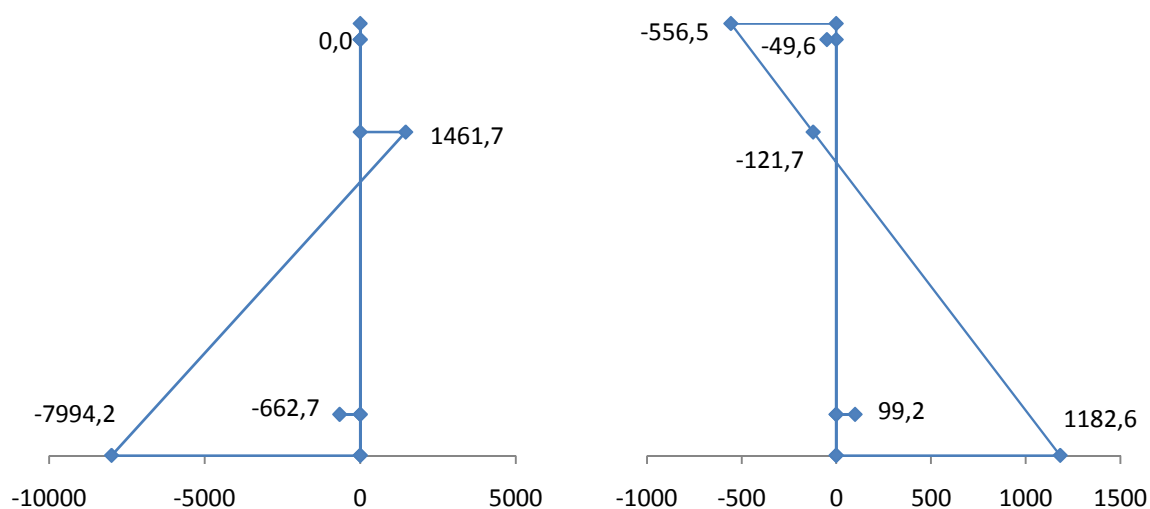


Fig.4.27. – Diagrama de tensão na secção final do meio-vão correspondente à sobreposição de todos os efeitos

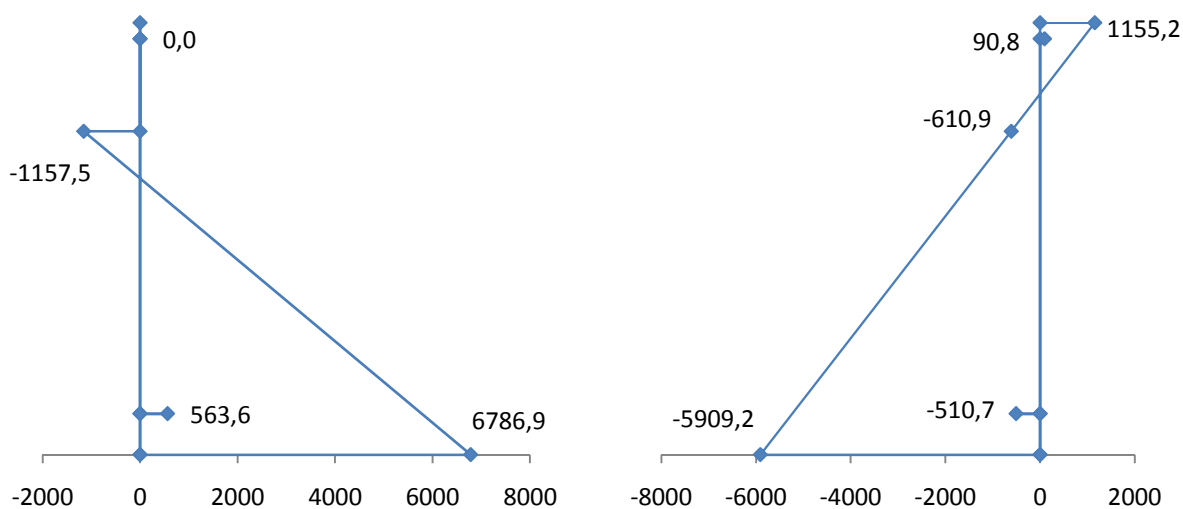
Secção no apoio interior



a) Fase isostática

b) Fase hiperestática

Fig.4.28. – Diagramas de tensão devido à acção do pré-esforço



a) ΔM

b) $-\Delta M$

Fig.4.29. – Diagramas de tensão devido ao esforço de fixação

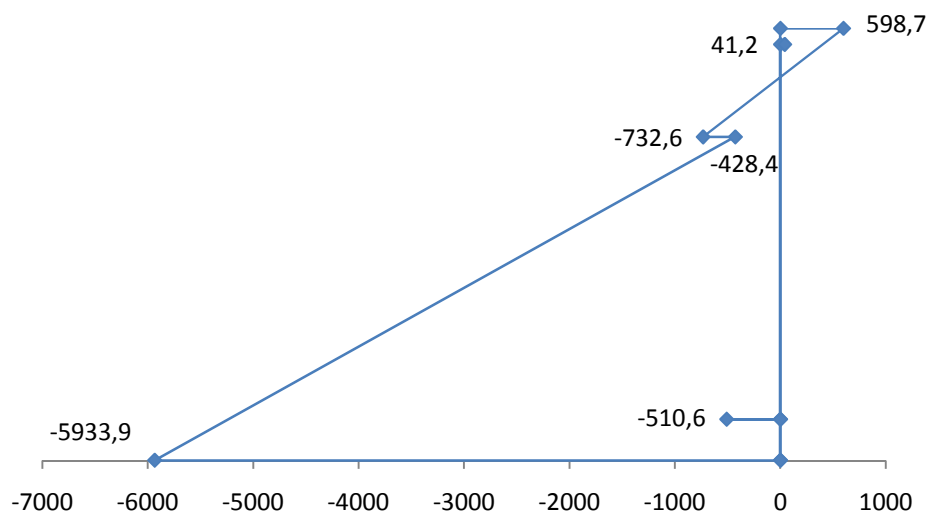


Fig.4.30. – Diagrama de tensão na secção final do apoio correspondente à sobreposição de todos os efeitos

4.4.3. EFEITO DA RETRACÇÃO DIFERENCIAL

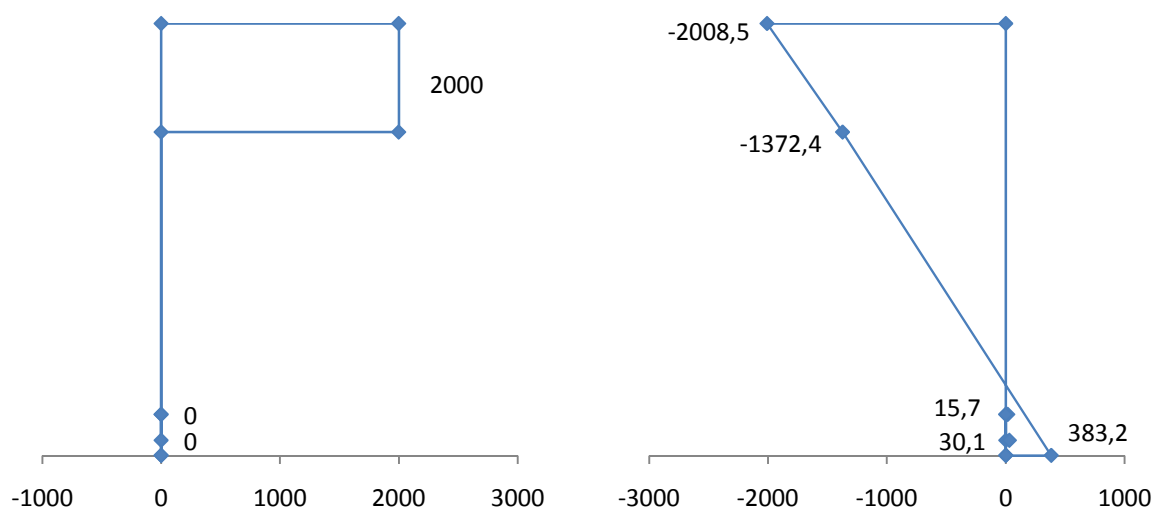
O estudo do efeito da retracção foi realizado com a metodologia apresentada no sub-capítulo 3.4.3., pelo que à semelhança do que foi feito anteriormente neste trabalho apresentam-se os resultados obtidos com alguns comentários para eventuais esclarecimentos.

Quadro 4.17. – Dados calculados na análise da retracção

$\epsilon_{cs,viga}$ ($\times 10^{-3}$)	$\epsilon_{cs,laie}$ ($\times 10^{-3}$)	$\Delta \epsilon_{cs}$ ($\times 10^{-3}$)	N (kN)	M (kNm)	M_{hiper} (kN.m)
0,097	0,263	0,166	-750	146,3	-442,4

Nas páginas seguintes apresentam-se os diagramas obtidos.

Secção no meio-vão



a) Laje

b) N+M

Fig. 4.31. – Diagramas de tensão devido à acção da retracção diferencial

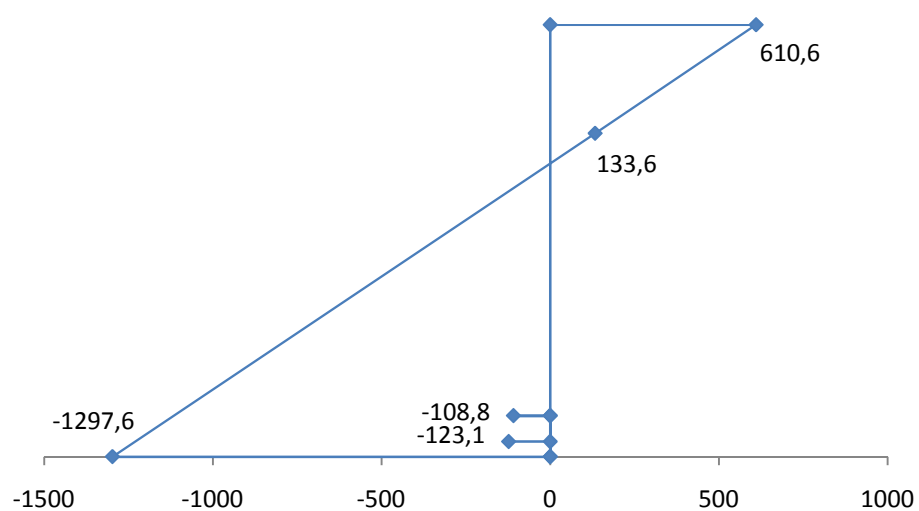


Fig.4.32. – Diagrama de tensão devido ao efeito hiperestático

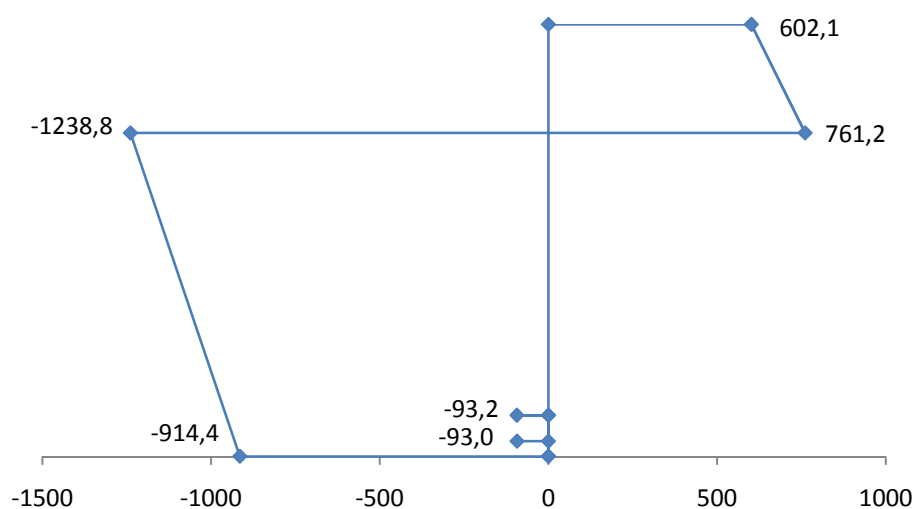
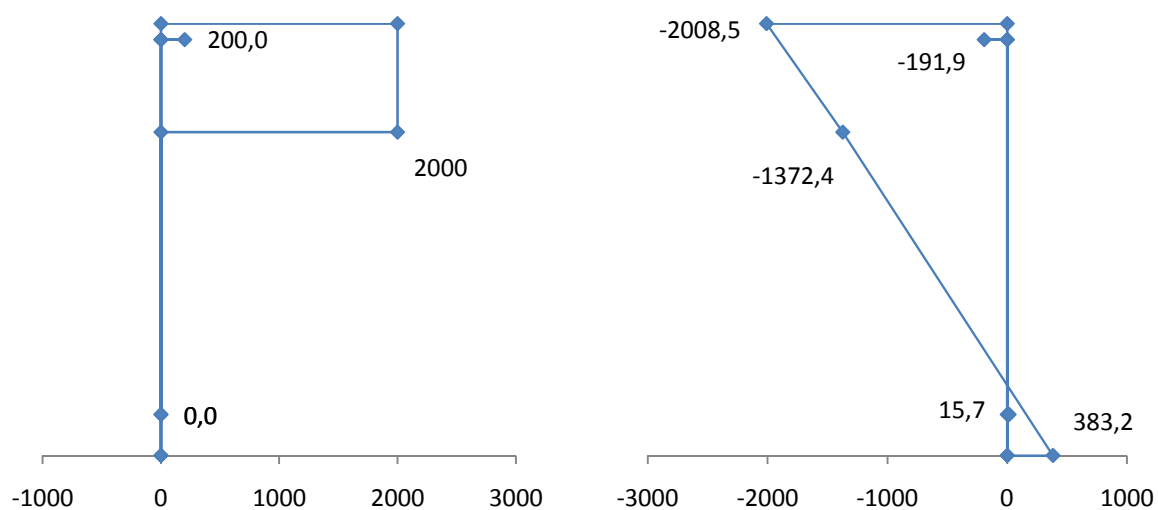


Fig.4.33. – Diagrama de tensão na secção final do meio-vão correspondente à sobreposição de todos os efeitos

Secção no apoio interior



a) Laje

b) N+M

Fig. 4.34. – Diagramas de tensão devido à acção da retracção diferencial

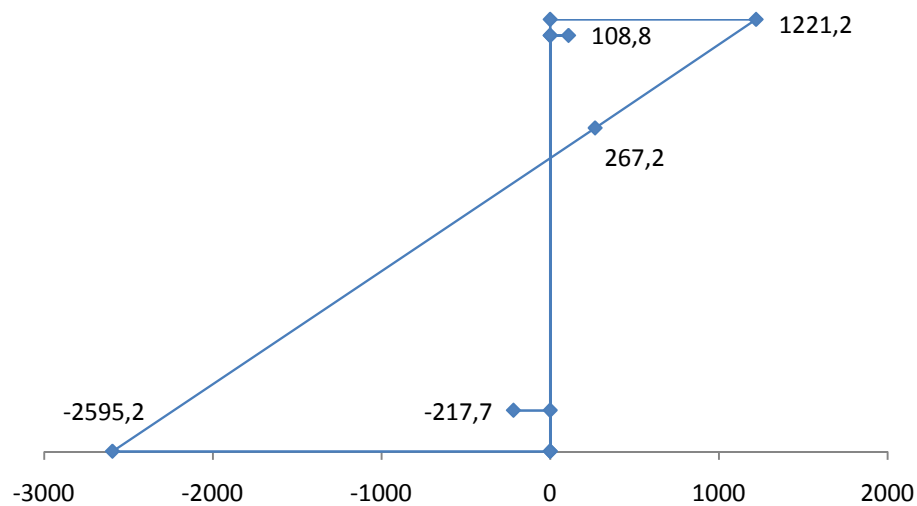


Fig.4.35. – Diagrama de tensão devido ao efeito hiperestático

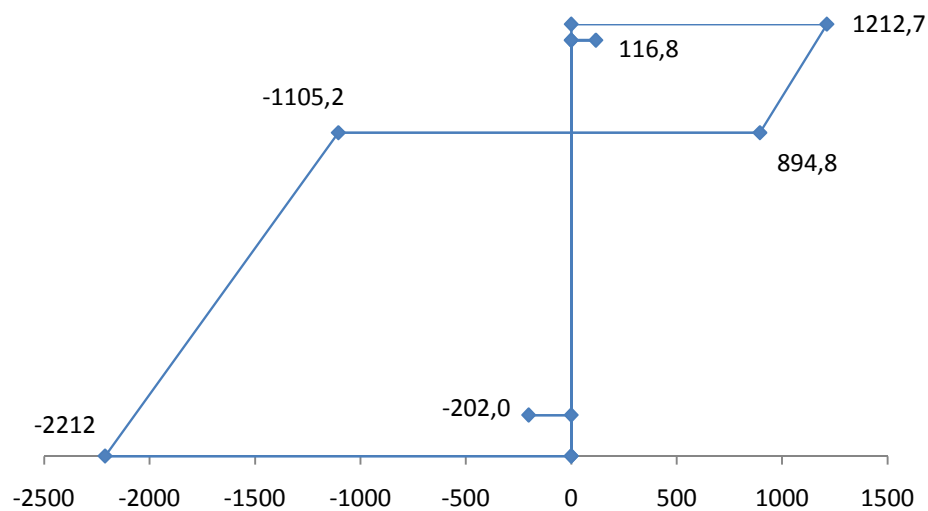


Fig.4.36. – Diagrama de tensão na secção final do apoio correspondente à sobreposição de todos os efeitos

4.4.4. DIAGRAMAS DE TENSÃO FINAIS

Feito o estudo anterior, tem-se agora todos os dados necessários para se obter os diagramas de tensões finais, faltando apenas adicionar os diagramas provocados pela actuação das sobrecargas para cada combinação de acções (característica, frequente e quase-permanente), definidas pelo EC0.

Estes diagramas devem ser obtidos considerando que a secção não fendilha, mesmo que o valor de tracção numa das fibras exceda f_{ctm} . Isto deve-se ao facto de que estes diagramas terão de ser adicionados aos calculados anteriormente, pelo que para esta sobreposição de efeitos ser válida todos os diagramas devem estar em fase elástica.

Depois de somados os diagramas (quer devido aos efeitos diferidos quer os provocados pelas sobrecargas) efectua-se nessa altura o cálculo do diagrama em secção fendilhada ($f_{ctm,viga} = 3,8 \text{ MPa}$ e $f_{ctm,laje} = 2,9 \text{ MPa}$). Dado que os diagramas são apresentados em secção homogeneizada para o betão da viga, para obter a tensão correspondente na laje deve-se multiplicar a respectiva tensão nesse elemento pelo coeficiente de homogeneização α .

Representam-se seguidamente os diagramas finais obtidos para cada combinação de acções.

Secção no meio vão

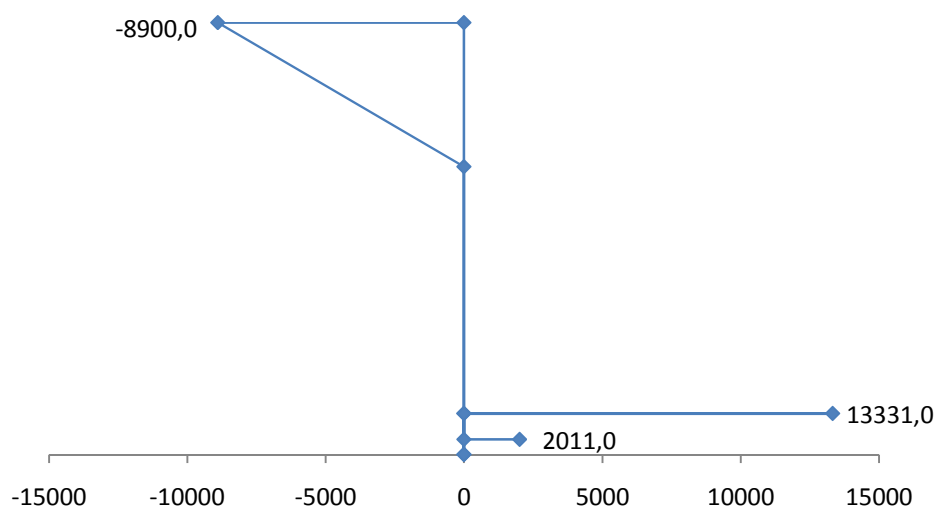


Fig.4.37. – Diagrama de tensão na secção final do meio-vão (combinação característica de acções)

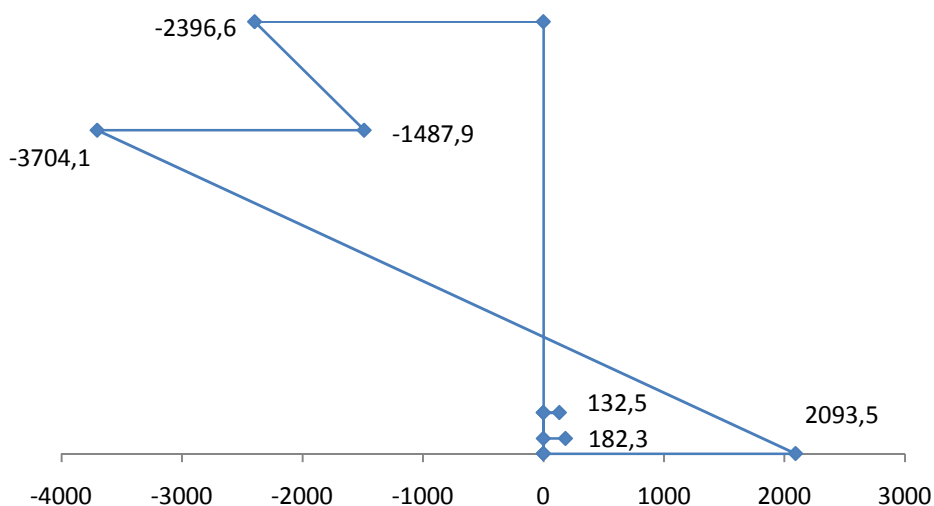


Fig.4.38. – Diagrama de tensão na secção final do meio-vão (combinação frequente de acções)

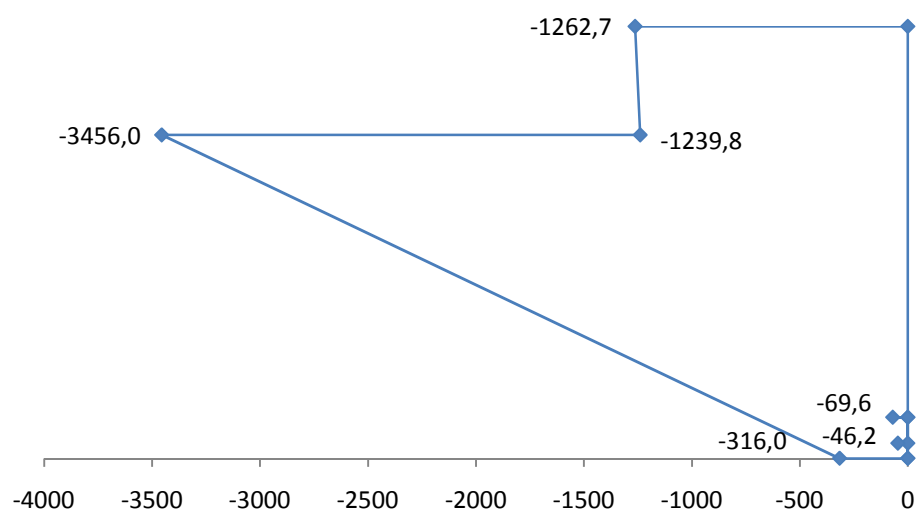


Fig.4.39. – Diagrama de tensão na secção final do meio-vão (combinação quase-permanente de acções)

Secção no apoio interior

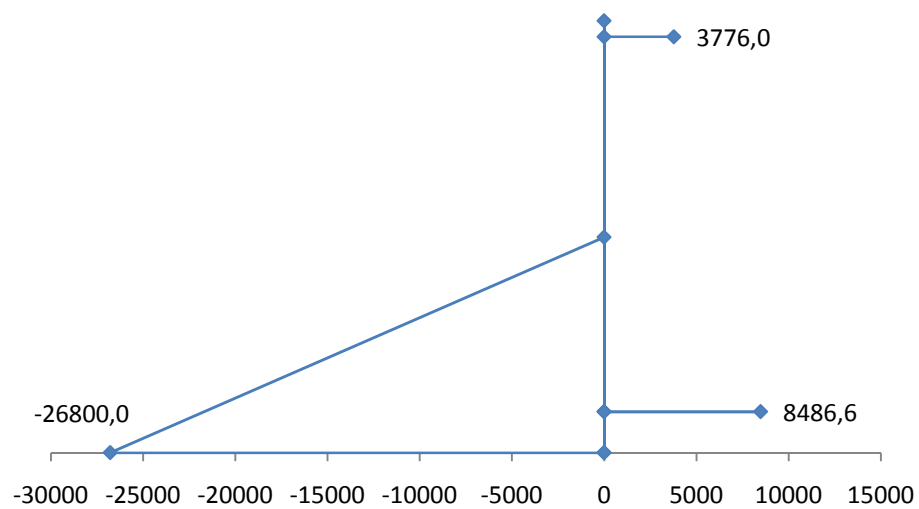


Fig.4.40. – Diagrama de tensão na secção final do apoio (combinação característica de acções)

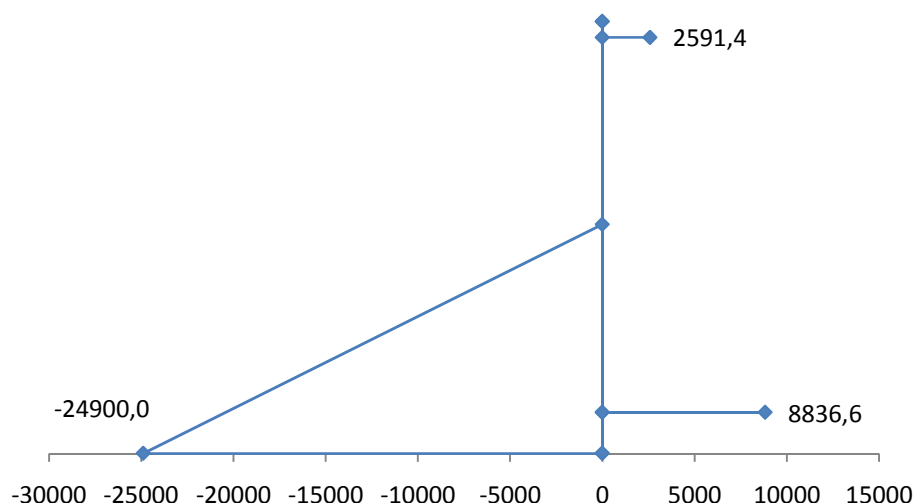


Fig.4.41. – Diagrama de tensão na secção final do apoio (combinação frequente de acções)

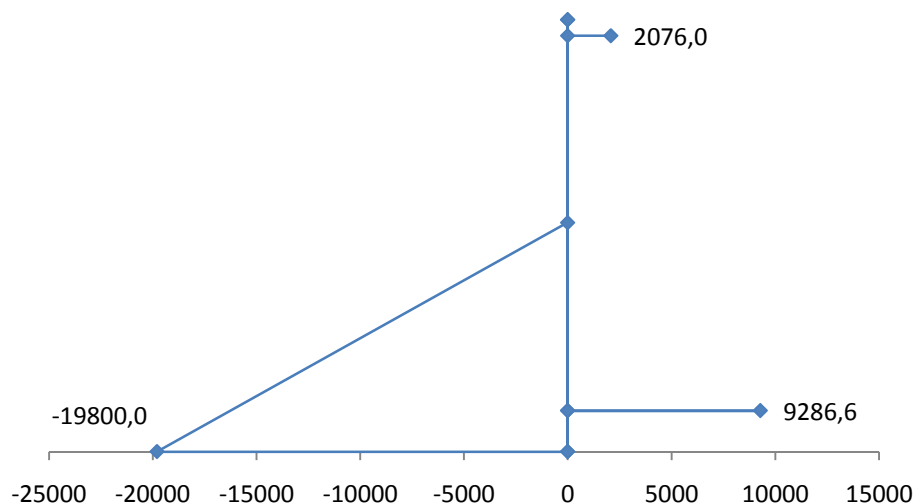


Fig.4.42. – Diagrama de tensão na secção final do apoio (combinação quase-permanente de acções)

4.5. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

O EC2 obriga à verificação de três estados limites de utilização correntes para controlar o comportamento da estrutura na sua vida útil e assegurar que a mesma apresenta condições adequadas para a utilização da mesma. Estes estados limites são os seguintes:

- Limitação de tensões;
- Controlo da fendilhação;
- Controlo das deformações;

De seguida verifica-se cada um destes estados limites.

4.5.1. LIMITAÇÃO DE TENSÕES

Na limitação de acções são definidos uma série de limites à tensão quer no aço, quer no betão, para uma variedade de situações. Resumidamente, descrevem-se de seguida:

- Devido à possibilidade de formação de fendas longitudinais deve-se limitar a tensão de compressão a $0,6f_{ck}$, para a combinação característica de acções;
- A fluência pode ser considerada linear se para as acções quase-permanentes a tensão for inferior a $0,45f_{ck}$;
- A tensão de tracção na armadura, para a combinação característica de acções, não pode exceder $0,8f_{yk}$. Para a mesma combinação de acções, o valor médio da tensão nas armaduras de pré-esforço não deve exceder $0,75f_{pk}$.

Existe um pormenor que deve ser referido, que se prende com a armadura de pré-esforço. Devido ao reduzido valor das perdas nestas armaduras (quer instantâneas quer diferidas no tempo) a tensão instalada vai ser muito elevada, pelo que o limite de tensão $0,75f_{pk}$ não é cumprido. Para resolver este problema adiciona-se um cordão extra de pré-esforço (mantendo a força aplicada) para baixar a tensão nestas armaduras e cumprir esta limitação imposta pelo EC2. No quadro 4.20. os resultados apresentados têm em consideração esta particularidade.

Quadro 4.18. – Limitação de tensões no betão (combinação característica de acções)

$\sigma_{c,laje}$ (MPa)		$\sigma_{c,viga}$ (MPa)		$\sigma_{c,carlínqa}$ (MPa)	
M ⁺	M ⁻	M ⁺	M ⁻	M ⁺	M ⁻
-5,3	-	-	-26,8	-	-12,6
$< 0,6 \cdot f_{ck}$		$< 0,6 \cdot f_{ck}$		$< 0,6 \cdot f_{ck}$	
O.K.		O.K.		O.K.	

Quadro 4.19. – Limitação de tensões no betão (combinação quase-permanente de acções)

$\sigma_{c,laie}$ (MPa)		$\sigma_{c,viga}$ (MPa)		$\sigma_{c,carlínqa}$ (MPa)	
M ⁺	M ⁻	M ⁺	M ⁻	M ⁺	M ⁻
-1,3	-	-3,5	-19,8	-	-9,1
$< 0,45 \cdot f_{ck}$		$< 0,45 \cdot f_{ck}$		$< 0,45 \cdot f_{ck}$	
O.K.		O.K.		O.K.	

Quadro 4.20. – Limitação de tensões no aço (combinação característica de acções)

$\sigma_{\text{Aço,longitudinal}}$ (MPa)		$\sigma_{\text{Aço,transversal}}$ (MPa)		$\sigma_{\text{Aço,carlinga}}$ (MPa)		$\sigma_{\text{Pré-Esforço}}$ (MPa)	
M ⁺	M ⁻	M ⁺	M ⁻	M ⁺	M ⁻	M ⁺	M ⁻
201,1	377,6	162,0	309,0	-	340,8	1333,1	848,7
$< 0,9 \cdot f_{yk}$		$< 0,9 \cdot f_{yk}$		$< 0,9 \cdot f_{yk}$		$< 0,75 \cdot f_{pk}$	
O.K.		O.K.		O.K.		O.K.	

4.5.2. CONTROLO DA FENDILHAÇÃO

A fendilhação deve ser limitada de modo a não prejudicar o funcionamento correcto ou a durabilidade da estrutura. Para garantir estes aspectos importantíssimos devem-se prever armaduras mínimas aderentes (4.5.2.1.) e controlar a fendilhação quer por cálculo da fendilhação (neste caso optou-se por fazer o controlo sem cálculo directo em 4.4.2.2.).

4.5.2.1. Armadura mínima

Para garantir o controlo da fendilhação é necessária uma quantidade mínima de armadura aderente para limitar a fendilhação nas zonas em que se prevejam tensões de tracção. Esta pode ser calculada através de:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (4.21.)$$

em que:

$A_{s,min}$	área mínima das armaduras para betão armado na zona traccionada
σ_s	valor absoluto da tensão máxima na armadura (igual a f_{yk})
k_c	coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção
k	coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes
$f_{ct,eff}$	valor médio da resistência do betão à tracção (igual a f_{ctm})
A_{ct}	área de betão traccionado

Os resultados estão apresentados no quadro 4.21.

Quadro 4.21. – Armadura mínima para controlo da fendilhação

$A_{s,min,viga}$ (m ²)		$A_{s,min,laje}$ (m ²)	$A_{s,min,carlinga}$ (m ²)
Alma	Banzos	-	-
$1,2 \times 10^{-5}$	$3,0 \times 10^{-4}$	$3,63 \times 10^{-4}$	$1,21 \times 10^{-3}$
1Φ12	3Φ12	4Φ12	6Φ16

4.5.2.2. Controlo da fendilhação sem cálculo directo

O EC2 permite controlar a fendilhação definindo o diâmetro máximo dos varões longitudinais da secção para vários níveis de tensão no aço ou através do espaçamento máximo desses mesmos varões. No caso das armaduras de pré-esforço deve ser considerado o nível de tensão total deduzido do pré-esforço.

Nesta análise optou-se por limitar o espaçamento dos varões (e). Todas as tensões nas armaduras devem ser calculadas para a combinação frequente de acções.

Quadro 4.22. – Controlo da fendilhação (combinação frequente de acções)

$\sigma_{\text{Aço,longitudinal}}$ (MPa)		$\sigma_{\text{Aço,transversal}}$ (MPa)		$\sigma_{\text{Aço,carlinga}}$ (MPa)		$\sigma_{\text{Pré-Esforço}}$ (MPa)	
M ⁺	M ⁻	M ⁺	M ⁻	M ⁺	M ⁻	M ⁺	M ⁻
18,3	259,1	87,4	240,1	-	254,3	13,3	235,0
$e < 200mm$	$e < 80mm$	$e < 200mm$	$e < 100mm$	-	$e < 80mm$	$e < 200mm$	$e < 100mm$
O.K.		O.K.		O.K.		O.K.	

4.5.3. CONTROLO DA DEFORMAÇÃO

O controlo de deformação assume uma grande relevância já que se esta tomar valores excessivos na estrutura pode ser prejudicial ao seu correcto funcionamento e ainda ao seu aspecto, pormenor que muitas vezes é ignorado pelos projectistas.

Em situações gerais não é necessário o cálculo explícito das flechas, bastando controlar a relação vão/altura através de limites impostos pelo EC2. No entanto o nível de tensão nas armaduras deve ser corrigido, já que o EC2 considera um valor de tensão instalada nas armaduras de 310 MPa.

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad (4.22.)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \text{ se } \rho > \rho_0 \quad (4.23.)$$

em que:

$\frac{l}{d}$	valor limite da relação vão/altura
K	coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais
ρ_0	taxa de armaduras de referência $\sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$
ρ	taxa de armaduras de tracção
ρ'	taxa de armaduras de compressão

Quadro 4.23. – Controlo da deformação (combinação quase-permanente de acções)

Direcção Longitudinal	Direcção Transversal		Carlinga	
Vão extremo	Consola	Vão interior	Consola	Vão interior
$d > 0,64 \text{ m}$	$d > 0,04 \text{ m}$	$d > 0,10 \text{ m}$	$d > 0,27 \text{ m}$	$d > 0,14 \text{ m}$
O.K.	O.K.		O.K.	

Finalizado o dimensionamento resta agora realizar os desenhos finais do tabuleiro da estrutura, com as soluções de armaduras obtidas. Estes desenhos apresentam-se no anexo deste trabalho.

5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1. CONCLUSÕES

As vantagens trazidas pelo recurso à pré-fabricação levaram a que esta técnica fosse cada vez mais utilizada, aliada à evolução das técnicas que permitiram efectuar a continuidade dos tabuleiros das pontes de forma cada vez mais eficaz e superar o grande problema e ponto fraco deste tipo de pontes – a zona da ligação. Esta particularidade das pontes pré-fabricadas com continuidade estrutural, associado ao faseamento construtivo, reflecte-se em toda a resposta da estrutura pois vai causar uma redistribuição de esforços ao longo do tempo, fenómeno que deve ser sempre analisado pelo projectista.

Neste trabalho apresentaram-se este tipo de estruturas, explicando as suas características e principais vantagens e ilustrando algumas das suas aplicações. Foram sintetizados os aspectos mais relevantes na concepção neste tipo de obras, comparando as secções transversais tipicamente utilizadas e ainda ao nível do comportamento estrutural, como o faseamento construtivo, a geometria da zona da ligação, emenda de armaduras inferiores nesta mesma zona e a emenda da continuidade das armaduras de momentos flectores positivos.

Seguidamente foi feito de forma sumária uma explicação dos fenómenos da fluência e retracção, juntamente com uma metodologia que permite a análise dos efeitos diferidos na estrutura, considerando separadamente cada carga e os seus respectivos efeitos nas secções mais críticas do tabuleiro.

Finalmente, no último capítulo, aplicou-se todos os conhecimentos descritos ao longo da tese a uma ponte constituída por vigas pré-fabricadas e com laje betonada *in situ*. Este caso prático foi de elevado interesse pois permitiu efectuar a transição entre a teoria e prática, sendo de melhor compreensão a aplicabilidade do método num caso real.

Os resultados obtidos foram razoáveis, obtendo-se uma solução sólida do ponto de vista estrutural, ainda que com algumas simplificações. Concluiu-se que a redistribuição de esforços e tensões é extremamente dependente da diferença de idade, das características mecânicas da laje e ainda da relação destas com as propriedades da viga. No entanto, em fase de projecto é difícil controlar este factor, já que está relacionado com o planeamento da obra e do modo como esta decorre, pelo que um rigor muito elevado no cálculo através da utilização de um software de cariz complexo pode não trazer vantagens adicionais.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Sublinhe-se que esta dissertação não pretende ser um manual de projecto, mas antes compreender os fenómenos que ocorrem nestas estruturas e o modo de estudo delas, alertando-se que muitos fenómenos não foram estudados e cuja complexidade e importância constituem novos temas para outras dissertações.

Propõem-se estudos mais aprofundados nos seguintes temas:

- Estudo económico para os diferentes sistemas estruturais longitudinais;
- Estudo de um caso real e comparação dos resultados obtidos numericamente com os efectivamente observados;
- Optimização do faseamento construtivo;
- Optimização das secções das vigas pré-fabricadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFIAS

- [1] Calavera Ruiz, J., Hernández, D. Fernández-Ordóñez, *Precast bridges in Europe*. Seminário sobre pré-fabricação de estruturas de betão, Lisboa, 2002.
- [2] Foto cedida gentilmente pela Teixeira Duarte Engenharia e Construções, S.A., <http://www.teixeiraduarte.pt>, Junho 2010.
- [3] Foto cedida gentilmente pela Mota-Engil Engenharia e Construção, S.A., <http://www.mota-engil.pt>, Junho 2010.
- [4] Elliott, Kim S., Why is precast different. In *Precast concrete structures*, Butterworth-Heinemann, Oxford, 2002.
- [5] FIB, Fédération Internationale du Béton, *Guidance for good bridge design*. Bulletin nº9, 2000.
- [6] Abdel-Karim, A., M. e Tadros, M. K., *State-of-the-art of precast-prestressed concrete spliced-girder-bridges*. Precast Prestressed Concrete Institute, 1992.
- [7] NP EN 15050, Norma Portuguesa, *Produtos prefabricados de betão - Elementos de pontes*, 2008.
- [8] Sousa, C. F. F., *Continuidade estrutural em tabuleiro de pontes construídos com vigas pré-fabricadas. Soluções com ligação em betão armado*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004.
- [9] Fernandes Rocha, J. M. P., *Pré-fabricação de tabuleiros de viadutos para comboios de alta velocidade*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 2006.
- [10] Reis, A. J., Conceção de tabuleiros contínuos pré-fabricados. In *3^{as} jornadas de estruturas de betão – pré-fabricação em betão*, Porto, 1999.
- [11] Clark, L. A., Sugie, I., *Serviceability limit state aspects of continuous bridges using precast concrete beams*. Leicester, 1997.
- [12] CEN, Comité Européen de Normalisation, *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão: Regras gerais e regras para edifícios*, 2004.
- [13] Bordadagua, F., Ferreira, J., Sistemas construtivos. In *3^{as} jornadas de estruturas de betão – pré-fabricação em betão*, Porto, 1999.
- [14] Brito, V., *Tabuleiros de pontes executados com vigas pré-fabricadas – Aspectos particulares da análise e dimensionamento*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico.
- [15] Noronha da Câmara, J., *Construção em betão pré-fabricado- Um desafio para o futuro – A flexão e o corte no eurocódigo 2*. Ordem dos engenheiros, 2006.
- [16] Barros, R.M.M.C., *Determinação analítica de linhas de influência de estruturas hiperstáticas pelo método das forças*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2004.
- [17] Wísniowski, D. F., Probabilistic models of bridge loads. In *Safety formats for the assessment of concrete bridges with special focus on precast concrete*. Dissertação de Doutoramento, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2007.
- [18] VSL, VSL International – Post-Tensioning Systems. VSL Group Headquarters, Engineering and Development, Switzerland. <http://www.vsl.com>, Março 2010.

[19] Software SAP 2000, versão 14.2.0., CSI - Computer & Structures, inc., United States of America. http://www.csiberkeley.com/products_SAP.html, Março 2010.

[20] Henriques, A. A., *Estruturas Pré-esforçadas – Programa de Análise à Rotura de Secções de Betão Armado Sujeitas à Flexão*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2002.

ANEXOS

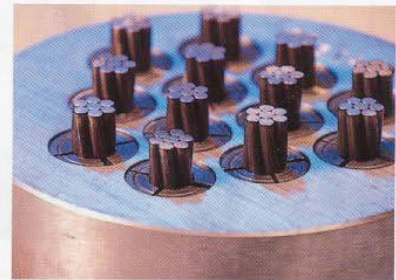
Strand Properties

Strand type		13 mm (0.5")		15 mm (0.6")	
		Euronorm 138-79 or BS 5896: 1980 Super	ASTM A 416-85 Grade 270	Euronorm 138-79 or BS 5896: 1980 Super	ASTM A 416-85 Grade 270
Nominal diameter	(mm)	12.9	12.7	15.7	15.2
Nominal area	(mm ²)	100	98.7	150	140
Nominal mass	(kg/m)	0.785	0.775	1.18	1.10
Yield strength	(MPa)	1580 ¹⁾	1670 ²⁾	1500 ¹⁾	1670 ²⁾
Tensile strength	(MPa)	1860	1860	1770	1860
Min. breaking load P _N	(kN)	186.0	183.7	265.0	260.7
Young's modulus	(GPa)	circa 195			
Relaxation ³⁾ after 1000 h at 20°C and 0.7 × P _N	(%)	max. 2.5			

1) Measured at 0.1% residual strain (0.1% offset method)

2) Measured at 1.0% extension (1% extension under load method)

3) Valid for relaxation class 2 acc. to Euronorm 138-79/BS 5896:1980, or low relaxation grade acc. to ASTM A 416-85

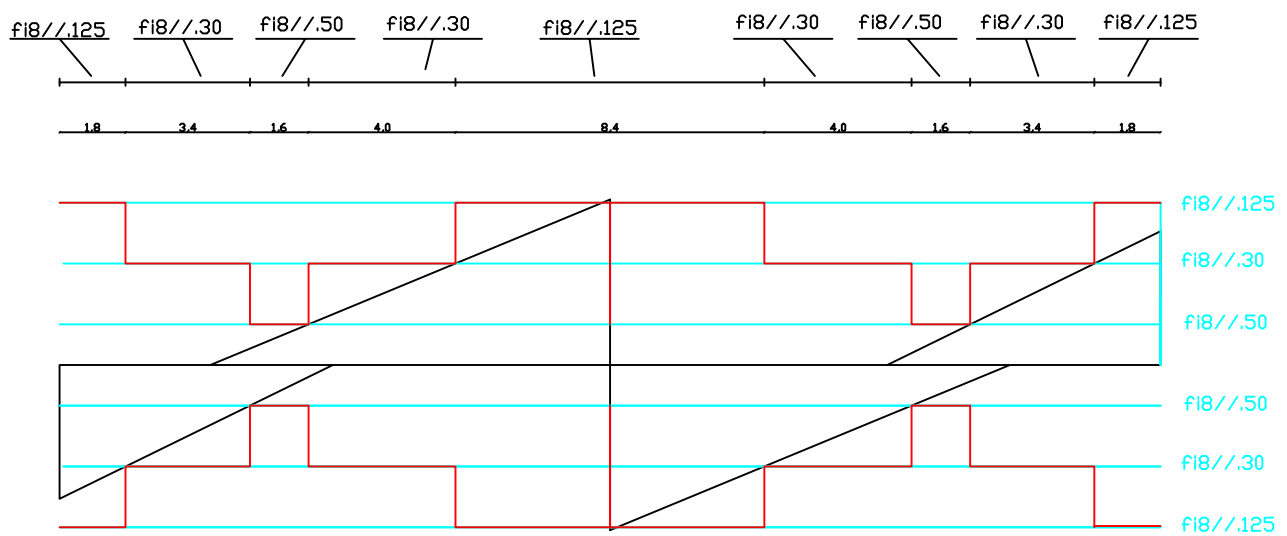
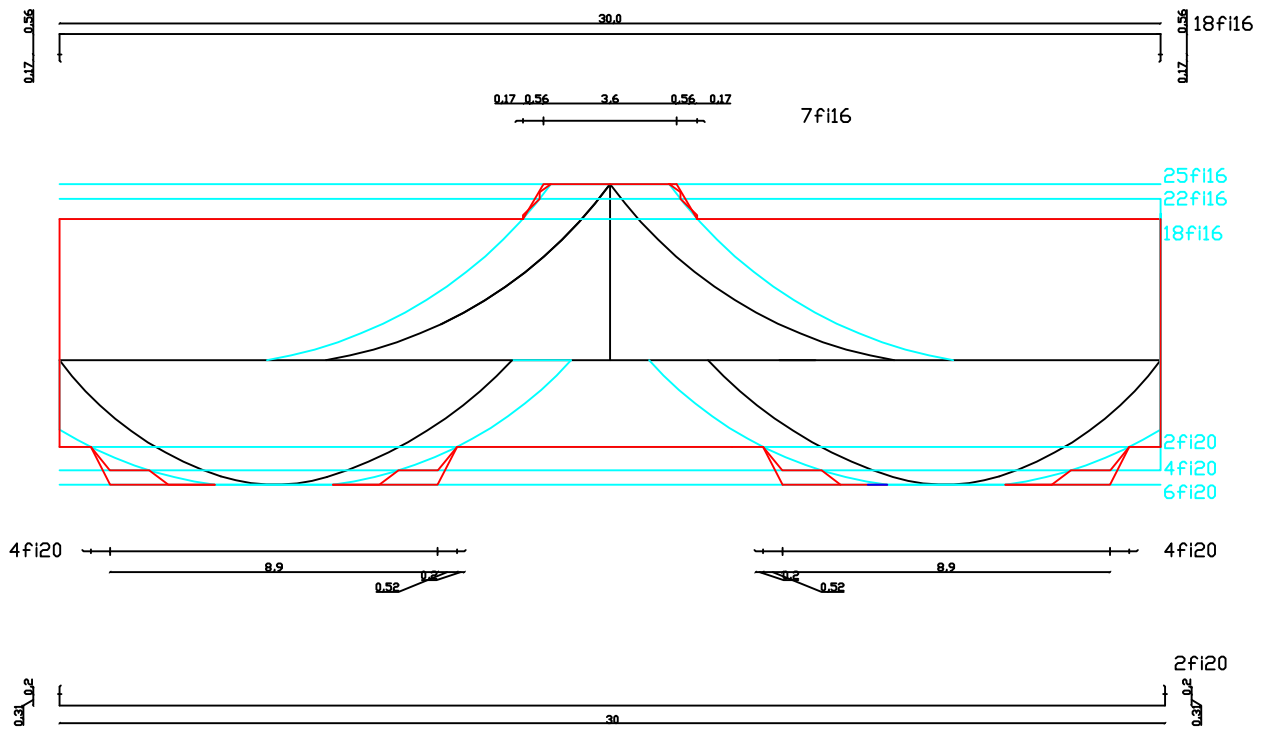


Tendon Properties

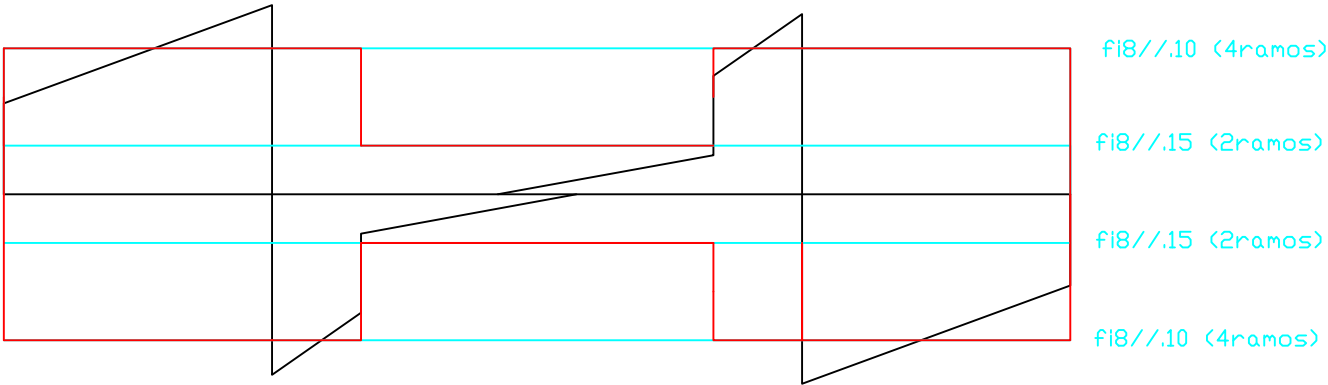
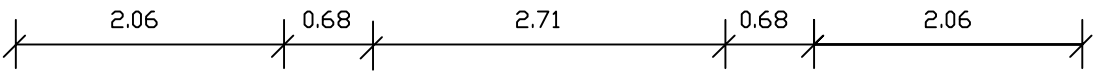
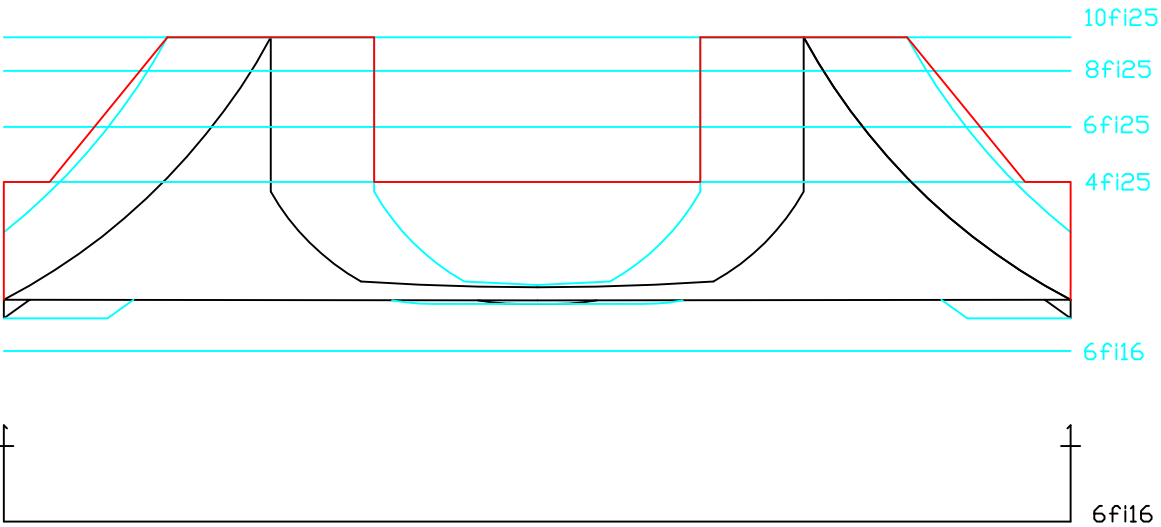
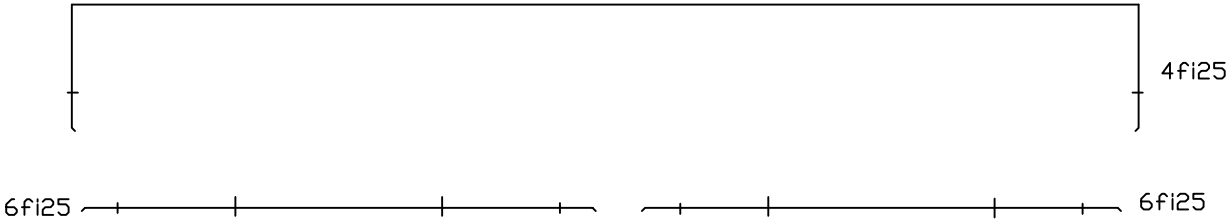
13 mm (0.5") strand					15 mm (0.6") strand				
Tendon unit	Number of strands	Duct diameter ¹⁾ internal/external (mm)	Min. breaking load		Tendon unit	Number of strands	Duct diameter ¹⁾ internal/external (mm)	Min. breaking load	
			Strand type Euronorm 138-79 or BS 5896: 1980, Super (kN)	Strand type ASTM A416-85 Grade 270 (kN)				Strand type Euronorm 138-79 or BS 5896: 1980, Super (kN)	Strand type ASTM A416-85 Grade 270 (kN)
5-1	1	25/30	186	184	6-1	1	30/35	265	261
5-2	2	40/45	372	367	6-2	2	45/50	530	521
5-3	3	40/45	558	551	6-3	3	45/50	795	782
5-4	4	45/50	744	735	6-4	4	50/55	1060	1043
5-6 ²⁾	6	50/55	1116	1102	6-6 ²⁾	6	60/67	1590	1564
5-7	7	55/60	1302	1286	6-7	7	60/67	1855	1825
5-12	12	65/72	2232	2204	6-12	12	80/87	3180	3128
5-18 ²⁾	18	80/87	3348	3307	6-18 ²⁾	18	95/102	4770	4693
5-19	19	80/87	3534	3490	6-19	19	95/102	5035	4953
5-22	22	85/92	4092	4041	6-22	22	110/117	5830	5735
5-31	31	100/107	5766	5695	6-31	31	130/137	8215	8082
5-37	37	120/127	6882	6797	6-37	37	140/150	9805	9646
5-43	43	130/137	7998	7899	6-43	43	150/160	11'395	11'210
5-55	55	140/150	10'230	10'104	6-55	55	170/180	14'575	14'339

- 1) Standard size for corrugated steel ducts.
For polyethylene ducts PT-PLUS™ see page 6.
2) For intermediate stressing anchorages type Z.

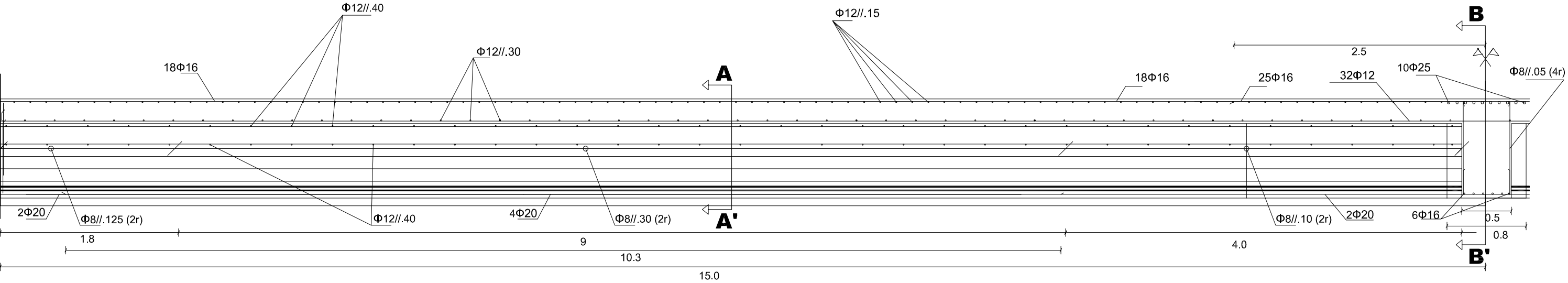
Dispensa Viga



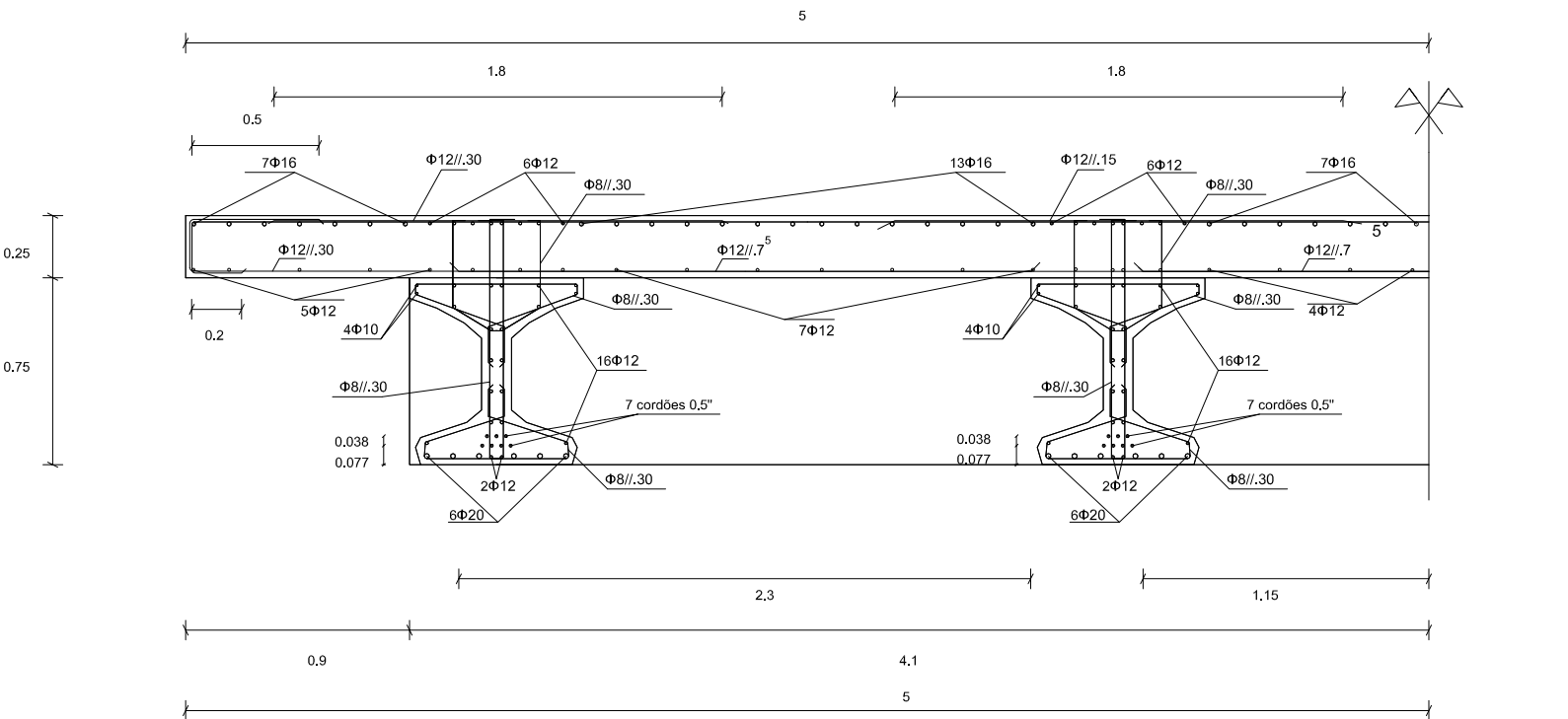
Dispensa Carlinga



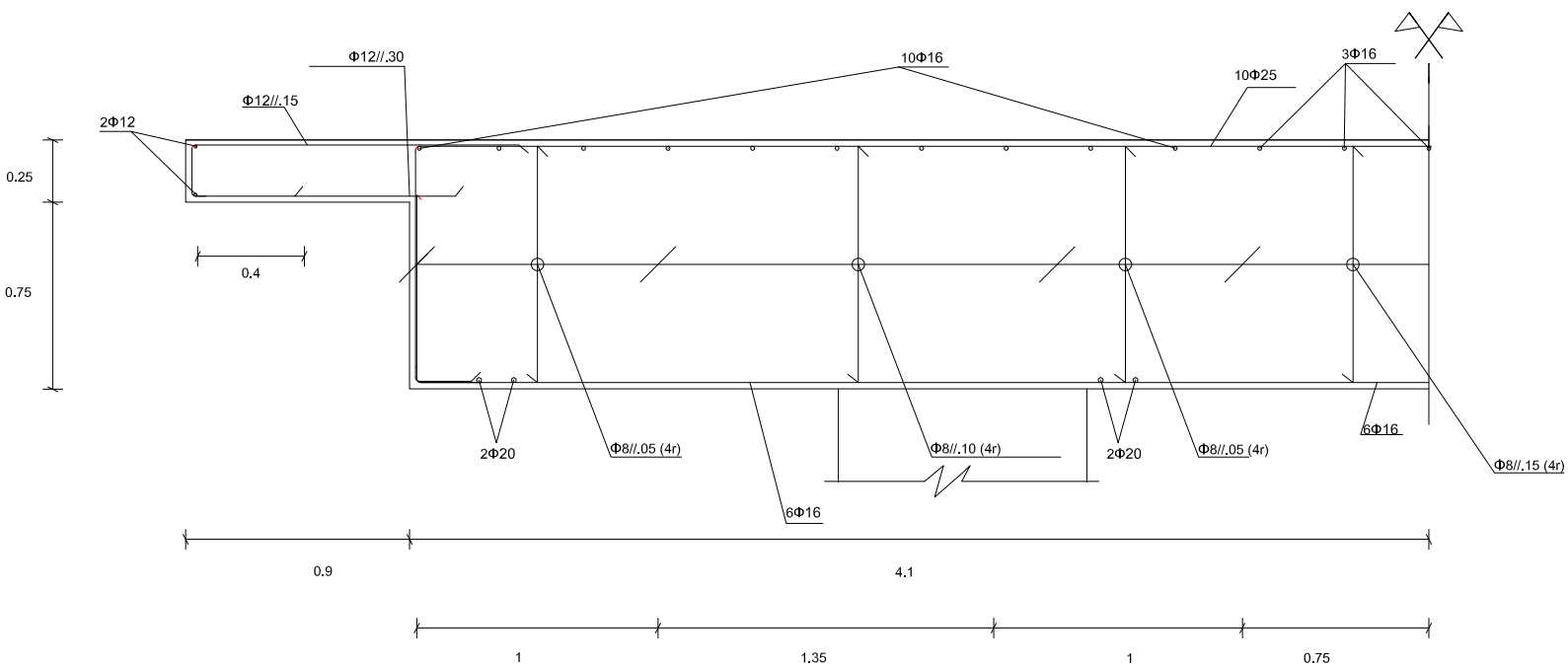
CORTE LONGITUDINAL



CORTE A-A'



CORTE B-B'



FEUP PORTO FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO		FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO			
PROJECTO		DATA			
TABULEIRO DE UMA PONTE EM BETÃO COM VIGAS PRÉ-FABRICADAS		JUNHO 2010			
Crom	VIGA	CARLINDA E LAGE	ARMADURAS ORDINÁRIAS	ARMADURAS PRÉ-ESFORÇO	ESC: UN:
2,5 cm	C45/55	C30/37	A500	ASTM A416-85 (1860/1670)	1:40 1:30 metros

